

Министерство образования Республики Беларусь

Учреждение образования
«Полоцкий государственный университет»

ГЕОДЕЗИЯ

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС

для студентов 2 курса
специальности 1-56 02 01
«Геодезия»

В двух частях
Часть 2

Составление и общая редакция
Ю.П. Будо

Новополоцк
«ПГУ»
2008

УДК 528(075.8)
ББК 26.12 я73
Г35

Рекомендовано к изданию методической комиссией
геодезического факультета в качестве учебно-методического комплекса
(протокол № 32 от 05.11.2007)

РЕЦЕНЗЕНТЫ:

В.В. ЖИЛЯЕВ, гл. инженер РУП «Белгеодезия», Полоцкий геодезический центр;
Л.А. ЧЕРКАС, канд. техн. наук, доц.

Геодезия : учеб.-метод. комплекс / сост. и общ. ред. Ю. П. Будо.
Г35 В 2 ч. Ч. 2. – Новополоцк : ПГУ, 2008. – 264 с.

ISBN 978-985-418-664-1 (Ч. 2).

ISBN 978-985-418-663-4.

Изложены научно-теоретические и практические основы геодезического обеспечения съемок. Приведены темы изучаемой дисциплины и задания для лабораторных занятий. Представлены вопросы для самопроверки, формы проведения итогового контроля по всему курсу.

Предназначен для студентов дневной и заочной форм обучения, магистрантов и преподавателей.

УДК 528(075.8)
ББК 26.12 я73

ISBN 978-985-418-664-1 (Ч. 2)

©Будо Ю.П., составление, 2008
©Оформление. УО «Полоцкий государственный университет», 2008

ВВЕДЕНИЕ

Возникновение геодезии относится к глубокой древности, когда появилась потребность изучения земной поверхности для хозяйственных целей.

Геодезия – наука о методах и технике производства измерений на земной поверхности, выполняемых с целью изучения фигуры Земли, изображения земной поверхности в виде планов, карт и профилей, а также решения различных прикладных задач [1].

Для обеспечения непрерывного роста производительных сил страны важно изучение ее территории в топографическом отношении, что осуществляют с помощью карт и планов, создаваемых по результатам геодезических работ. Карты являются основой для отображения результатов научных исследований и практической деятельности в области геологии, географии, геофизики и других наук. Карты различного назначения и содержания являются средством познания природы и жизни на Земле, источником разнообразных сведений о мире.

Геодезия играет важную роль при решении многих задач хозяйства страны: при изысканиях, проектировании и строительстве самых различных сооружений, при разведке и разработке месторождений полезных ископаемых, при планировке, озеленении и благоустройстве населенных пунктов, земле- и лесоустройстве, осушении и орошении земель, при наблюдениях за деформациями сооружений и т.д.

Большое значение имеют результаты топографо-геодезических работ в сельском хозяйстве. Планы, карты профиля и цифровые модели местности используются для отвода земельных участков, уточнения и изменения границ землепользования, внутрихозяйственной организации территорий сельскохозяйственных предприятий, проведения почвенных, геоботанических и других обследований и изысканий, проектирования и вынесения в натуру проектов сельскохозяйственных объектов и решения других задач.

Для измерения углов и длин линий применяют различные геодезические приборы: теодолиты, тахеометры, нивелиры, кипрегели, оптические и электромагнитные дальнометры, мерные ленты, рулетки, проволоки и др. Результаты измерений заносят в полевые журналы установленной формы или фиксируют в накопителях информации электронных измерительных

приборов. При этом зачастую одновременно с измерениями в поле составляют схематические чертежи, называемые *абрисами*.

Геодезические измерения производятся непосредственно на местности в разнообразных физико-географических и климатических условиях, оказывающих влияние на точность выполняемых работ. Поэтому вредные воздействия окружающей среды необходимо исключать или ослаблять путем правильного выбора приборов, методики измерений и порядка производства работ.

Данные результатов измерений подвергаются математической обработке. Вычисления выполняются по определенным схемам и установленным правилам, позволяющим быстро находить требуемые результаты и своевременно контролировать правильность расчетов. В настоящее время для обработки геодезических измерений широко используются электронные микрокалькуляторы и компьютеры.

На основе результатов измерений и вычислений выполняется составление чертежей с соблюдением установленных обозначений. В геодезии чертеж служит не иллюстрацией, прилагаемой к какому-либо документу, а является конечной продукцией производства геодезических работ [2]. На основании его в дальнейшем проводятся расчеты, проектирование и перенесение проектов в натуру. Такой чертеж должен составляться по проверенным и точным данным и обладать высоким качеством графического исполнения.

Совокупность действий, выполняемых на местности для получения плана, карты или профиля, называется съемкой.

Процесс получения планов начинается с развития съемочного обоснования, используемого для обеспечения топографических съемок.

В настоящее время происходит модернизация современного образования. Появились новые тенденции в системе высшего образования: массовость, глобализация, конкуренция в сфере подготовки специалистов, информатизация мира.

Главной задачей образования по-прежнему остается обеспечение высокого качества подготовки специалистов. Система образования также должна быть направлена на формирование социальных и гражданских компетенций у выпускников высших учебных заведений.

Учебно-методический комплекс как педагогическая категория является одним из средств достижения планируемых результатов обучения.

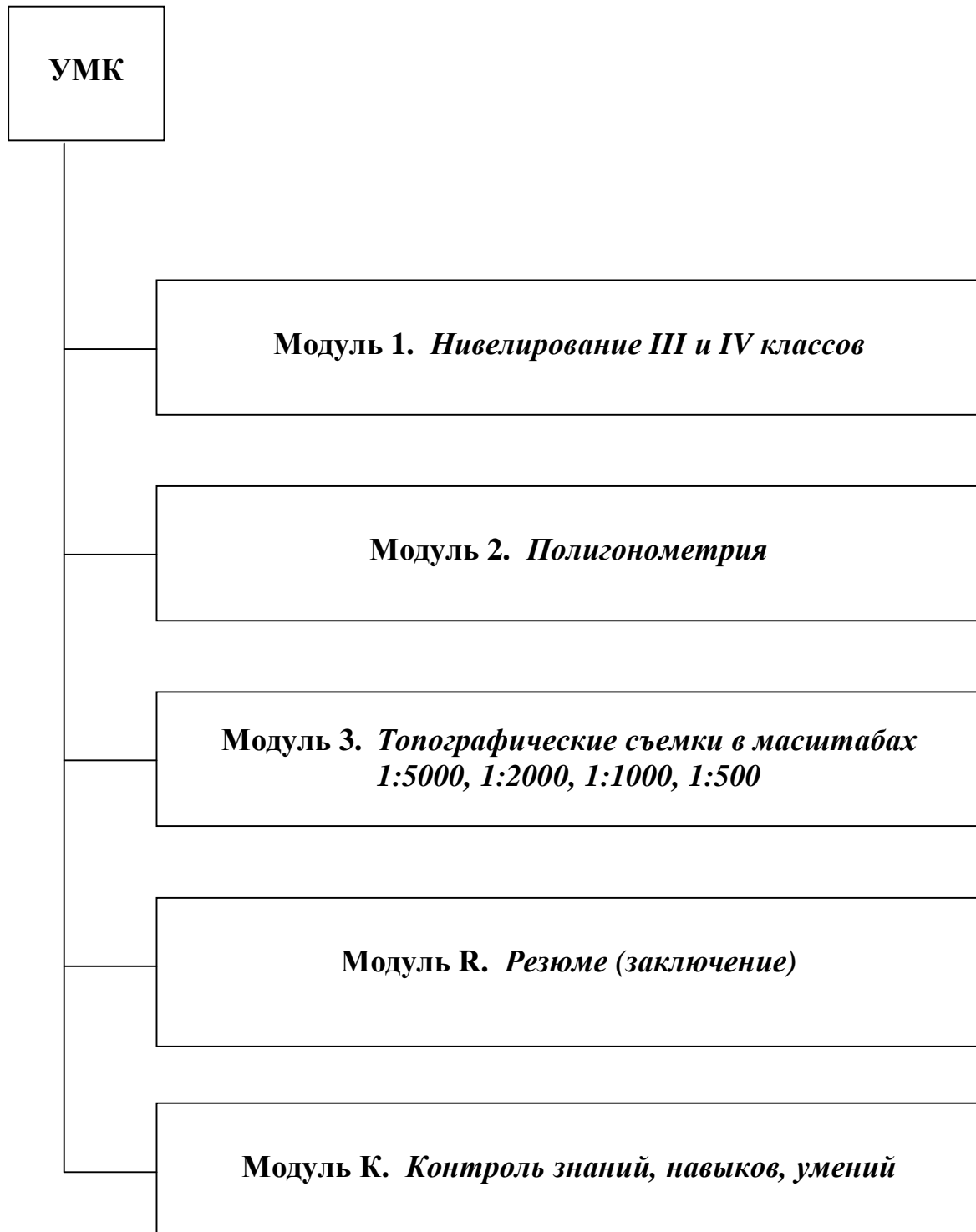
При разработке УМК учитывался общий контекст педагогических инноваций:

- 1) современные дидактические требования к содержанию образования;
- 2) проектирование на принципах модульного обучения;
- 3) соблюдение требований технологизации процесса обучения (использование образовательных стандартов, педагогических технологий).

Структура учебно-методического комплекса разработана на основании действующего в настоящее время образовательного стандарта РД РБ 02100.5.201-98 по специальности 1-56 02 01 «Геодезия» и рабочей программы по дисциплине «Геодезия», составленной на кафедре геодезии и кадастров.

Согласно учебному плану, на изучение данной дисциплины отводится 450 часов (128 ч лекций; 174 ч – лабораторных занятий; 134 ч. – самостоятельная работа студентов). Из них на «Нивелирование» отводится 214 часов (64 ч лекций; 78 ч – лабораторных занятий; 72 ч – самостоятельная работа студентов).

Модульная структура УМК



УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ

Основная литература

1. Селиханович, В. Г. Геодезия. Ч. 2. – М. : Недра, 1981. – 535 с.
2. Селиханович, В. Г. Практикум по геодезии / В. Г. Селиханович, В. П. Козлов, Г. П. Логинов. – М. : Недра, 1978. – 382 с.
3. Инструкция по полигонометрии и трилатерации. – М. : Недра, 1976. – 105 с.
4. Инструкция по нивелированию I, II, III, IV классов. – М. : Недра, 1990. – 167 с.
5. Инструкция по топографическим съемкам масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500. ГКИНП-02-033-82. – М. : Недра, 1982. – 160 с.
6. Куштин, И. Ф. Геодезия. Учеб.-практ. пособие / И. Ф. Куштин. – М. : Изд-во ПРИОР, 2001. – 448 с.

Дополнительная литература

1. Справочник геодезиста. 2 кн. / Под ред. В. Д. Большакова, Г. П. Левчука. – М. : Недра, 1985. – 440 с.
2. Геодезия. Топографические съемки : справочное пособие / под ред. В. П. Савиных, В. Р. Ященко. – М. : Недра, 1991.
3. Захаров, А. И. Геодезические приборы / А. И. Захаров. – М. : Недра, 1989.
4. Условные знаки для топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. – М. : Недра, 1989.
5. Журнал «Геодезия и картография».

МОДУЛЬ 1

НИВЕЛИРОВАНИЕ III И IV КЛАССОВ

Дидактические цели модуля 1

Студент должен знать:	Студент должен уметь:
<ul style="list-style-type: none">– способы нивелирования;– поверки и исследования нивелиров;– особые случаи нивелирования;– принципы построения геодезических высотных сетей;– характеристики точности геодезических измерений; способы уравнивания нивелирных сетей.	<ul style="list-style-type: none">– анализировать и выбирать класс нивелирования в зависимости от решаемой задачи;– проектировать высотную опорную сеть;– рассчитывать точность и допустимую невязку в нивелирных ходах;– рекомендовать приборы и методики измерений в нивелирных сетях.

Учебно-информационный блок модуля 1

Тема занятия	Тип занятия	Вид (форма) занятия
Нивелирование III и IV классов		
УЭ-1. Сущность геометрического нивелирования: <ul style="list-style-type: none">– способы нивелирования;– общая идея геометрического нивелирования;– влияние на отсчеты по рейкам кривизны Земли, наклона визирной оси и вертикальной рефракции.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа
УЭ-2. Приборы, применяемые при нивелировании III и IV класса. Их поверки и исследования: <ul style="list-style-type: none">– классификация нивелиров, точностные характеристики;– устройство нивелиров НЗ, 2НЗК;– поверки и исследования нивелиров;– нивелирные рейки, поверки и исследования;– организация и производство работ по нивелированию III и IV класса.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа

<p>УЭ-3. Источники ошибок нивелирования и меры по ослаблению их влияния:</p> <ul style="list-style-type: none"> – систематические ошибки (приборные, личные и обусловленные влиянием внешних условий); – случайные ошибки (дециметровых делений рейки, влияние конвекционных токов воздуха). 	<p>Усвоение научных знаний</p> <p>Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция</p> <p>Самост. работа</p>
<p>УЭ-4. Общие положения уравнивания и предварительные вычисления:</p> <ul style="list-style-type: none"> – контроль материалов исследования и вычислительная обработка полевых журналов; – составление ведомости превышений и высот пунктов нивелирования; – оценка качества нивелирования; – составление схемы нивелирной сети; – общие положения уравнивательных вычислений. 	<p>Усвоение научных знаний</p> <p>Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция</p> <p>Самост. работа</p>
<p>УЭ-5. Уравнивания нивелирной сети:</p> <ul style="list-style-type: none"> – уравнивание одиночного нивелирного хода; – уравнивание нивелирной сети способом полигонов; – уравнивание нивелирной сети способом эквивалентной замены; – уравнивание нивелирной сети способом приближений. 	<p>Усвоение научных знаний</p> <p>Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция</p> <p>Самост. работа</p>
<p>УЭ-Л. Лабораторные работы</p>		<p>Лабораторные занятия</p>

ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

УЭ-1. Сущность геометрического нивелирования

Как известно, геометрическое нивелирование – это метод определения разности высот точек посредством горизонтального визирного луча, получаемого при помощи нивелира. С помощью этого луча берут отсчеты по нивелирным рейкам, поставленным отвесно в тех точках местности, разность отметок которых необходимо определить.

Превышения между точками, удаленными друг от друга, определяют из нивелирных ходов, при проложении которых последовательно переставляют нивелир и в определенном порядке – рейки. Разность высот конечной H_k и начальной H_n точек хода находится как разность сумм всех отсчетов по задним « a » и всех отсчетов по передним « b » рейкам, т.е.

$$H_k - H_n = \Sigma a - \Sigma b. \quad (1.1)$$

При геометрическом нивелировании расстояние от реек (длина визирного луча) допускается до 100 м, в некоторых случаях оно может быть увеличено [3].

При изложении общей идеи геометрического нивелирования принято, что:

- 1) уровенные поверхности являются горизонтальными плоскостями;
- 2) рейки стоят отвесно и параллельны между собой;
- 3) местами отсчетов по рейкам являются точки пересечения горизонтальной визирной оси с рейками.

На самом деле вследствие кривизны Земли и внешних условий, а также несовершенства применяемых приборов такая геометрическая схема не имеет места. Реальным условиям соответствует схема на рис. 1.1. Из рисунка следует, что превышение точки B над точкой A равно $h = a - b$.

Отрезки a и b на рейках получаются пересечением поверхностью прибора реек в точках N_1 и N_2 .

Если бы уровенные поверхности были горизонтальными плоскостями, то отсчеты по рейкам горизонтальным визирным лучом в точках K_1 и K_2 дали бы возможность получить превышение точки B над точкой A .

Тогда, очевидно, отрезки K_1N_1 и K_2N_2 , которые мы обозначили соответственно через q_1 и q_2 , являются следствием влияния кривизны земной поверхности. Установить точно горизонтально визирный луч с помощью уровня нельзя. В общем случае визирный луч будет образовывать угол i с

горизонтальной линией и его пересечение с рейками будет не в точках K_1 и K_2 , а в точках L_1 и L_2 , что вызовет изменение отсчетов по рейкам на величины η_1 и η_2 .

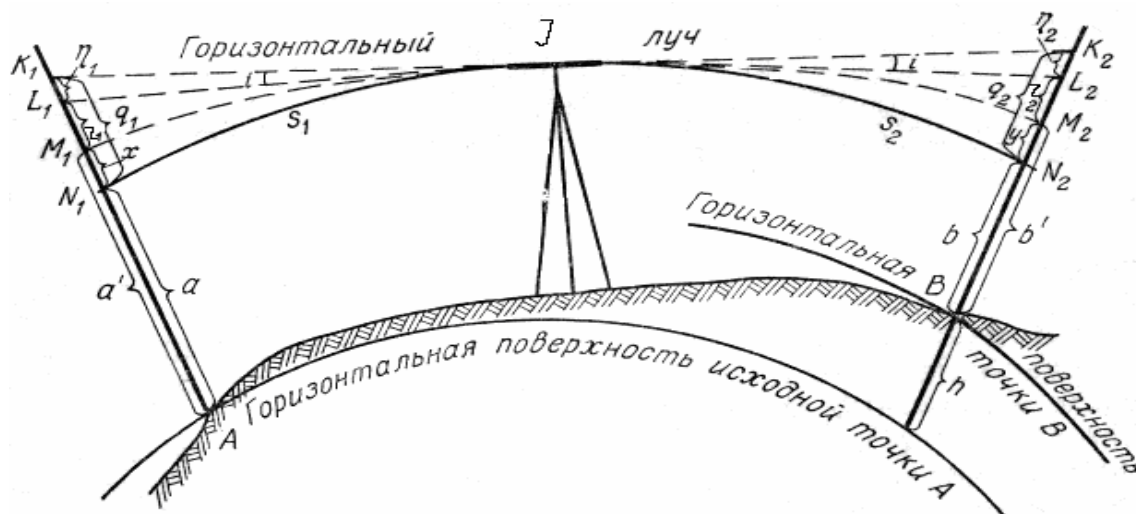


Рис. 1.1. Геометрическая схема нивелирования

Вследствие действия вертикальной рефракции, вызываемой прохождением визирного луча через слои атмосферы разной плотности, лучи к рейкам пойдут по кривым JM_1 и JM_2 и отсчеты по рейкам будут соответственно a' и b' . Тогда можно записать

$$h = a - b = (a' - x) - (b' - y). \quad (1.2)$$

В свою очередь,

$$x = q_1 - \eta_1 - r_1; y = q_2 - \eta_2 - r_2. \quad (1.3)$$

Подставляя (1.3) в (1.2), получим

$$h = (a' - q_1 + \eta_1 + r_1) - (b' - q_2 + \eta_2 + r_2). \quad (1.4)$$

Раскрыв скобки и группируя, получим

$$h = (a' - b') - (q_1 - q_2) + (\eta_1 - \eta_2) + (r_1 - r_2). \quad (1.5)$$

В формуле (1.5) введем обозначения

$$a' - b' = h'; q_1 - q_2 = \Delta q; \eta_1 - \eta_2 = \Delta \eta; r_1 - r_2 = \Delta r. \quad (1.6)$$

С учетом (1.6) формулу (1.5) можно записать

$$h = h' - \Delta q + \Delta \eta + \Delta r, \quad (1.7)$$

где Δq , $\Delta \eta$, Δr – разности влияний на отсчеты по рейкам кривизны Земли, наклона визирной оси и рефракции. Рассмотрим влияние каждого из этих источников.

На рис. 1.1 касательная JK – горизонтальный луч, дуга JN – сечение уровенной поверхности, проходящей через точку пересечения вертикальной оси вращения нивелира с визирной осью трубы. Так как расстояния от нивелира до реек небольшие, то по малости $NK = q$ можно принять $JK = S$, тогда можно написать

$$(R + q)^2 = S^2 + q^2. \quad (1.8)$$

Определим из формулы (1.8) величину q :

$$q = \frac{S^2}{2R + q}. \quad (1.9)$$

Так как величина q мала по сравнению с R в знаменателе, ее можно вычислять по формуле

$$q = \frac{S^2}{2R}. \quad (1.10)$$

Учитывая, что в формуле (1.7) участвует Δq , т.е. $\Delta q = q_1 - q_2$ и принимая во внимание (1.10), запишем

$$\Delta q = \frac{S_1^2 - S_2^2}{2R} = \frac{(S_1 - S_2)(S_1 + S_2)}{2R}. \quad (1.11)$$

В формуле (1.11) обозначим

$$d = S_1 + S_2; \Delta S = S_1 - S_2. \quad (1.12)$$

С учетом обозначений (1.12) формулу (1.11) запишем

$$\Delta q = \frac{d}{2R} \Delta S. \quad (1.13)$$

Из формулы (1.13) следует, что при $S_1 = S_2$ кривизна Земли не вызовет ошибки в превышении. Это одна из причин соблюдения равенства плеч. При $\Delta S = 2$ м и $d = 150$ м получим $\Delta q = 0,02$ мм. Ошибка в превышении в 0,02 мм для нивелирования III класса незначительна.

Рассмотрим влияние рефракции на измеренное превышение. Под рефракцией понимается преломление световых лучей в земной атмосфере вследствие различной плотности воздуха. На рис. 1.1 проведем дугу JM – рефракционную кривую, которая является траекторией распространения световых волн. Угол между касательной к траектории распространения световых волн и ее хордой обычно разлагают на составляющие этого угла в вертикальной и горизонтальной плоскостях и тем самым переходят к понятиям о вертикальной и горизонтальной рефракции. При нивелировании нахождение визирного луча оказывает влияние вертикальная рефракция. Углом вертикальной рефракции или углом земного преломления яв-

ляется угол, составленный хордой рефракционной кривой и ее касательной. Поскольку говорим о кривой, то она имеет свой радиус, который называется рефракционной кривой. По аналогии с формулой (1.10) можно написать

$$r = \frac{S^2}{2R}. \quad (1.14)$$

Существует зависимость между радиусом кривизны Земли и рефракционной кривой вида

$$K = \frac{R}{R_1}. \quad (1.15)$$

Величину K называют коэффициентом рефракции или земного преломления. Из (1.15)

$$R_1 = \frac{R}{K}. \quad (1.16)$$

Подставляя (1.16) в формулу (1.14), будем иметь

$$r = \frac{K}{2R} S^2. \quad (1.17)$$

Влияние рефракции на превышение из (1.6)

$$\Delta r = (r_1 - r_2), \text{ т.е. } \Delta r = \frac{1}{2R} (K_1 S_1^2 - K_2 S_2^2). \quad (1.18)$$

Считать, что $K_1 = K_2$ нет основания, особенно при нивелировании склонов, когда высота визирного луча на заднюю и переднюю рейки резко отличается. Существует и ряд других факторов, влияющих на величину рефракционной кривой, а следовательно, и на коэффициент рефракции. Но мы можем поставить условие, что $S_1 = S_2$, тогда формула (1.18) примет вид

$$\Delta r = \frac{S^2}{2R} (K_1 - K_2). \quad (1.19)$$

Ошибку отсчета по рейке за счет неточного установления визирного луча в горизонтальное положение обозначим, как это было раньше, через η . Будем считать, что углы при точках K_1 и K_2 близки к 90° (рейки отвесны и $K_1 K_2$ горизонтальна). Тогда

$$\eta = Stgi. \quad (1.20)$$

По малости угла i формулу (1.20) перепишем

$$\eta = \frac{i}{\rho} S. \quad (1.21)$$

Для одной станции угол i будет постоянен. С учетом выражения (1.6) будем иметь $\Delta\eta = \eta_1 - \eta_2$. Подставляя в эту формулу (1.21), получим

$$\Delta\eta = \frac{i}{\rho}(S_1 - S_2). \quad (1.22)$$

При условии абсолютного равенства плеч эта ошибка будет исключаться.

Обозначив $h - h' = \Delta h$, формулу (1.7) запишем

$$\Delta h = -\Delta q + \Delta r + \Delta\eta. \quad (1.23)$$

А с учетом (1.13), (1.19) и (1.22) запишем

$$\Delta h = -\frac{d}{2R}\Delta S + \frac{S^2}{2R}(K_1 - K_2) + \frac{i}{\rho}\Delta S. \quad (1.24)$$

Из формулы (1.24) видно, что нивелирование из середины при равных расстояниях от нивелира до реек значительно ослабляет влияние ошибок, вызванных кривизной Земли, наклоном визирного луча и рефракцией.

Для определения превышения между точками, значительно удаленными друг от друга, производят последовательное нивелирование из ряда станций. Считая, что $d_1 = d_2 = \dots = d_n$, а d_m – их среднее значение, выражение (1.24) можно записать

$$H_K - H_H = \sum_1^n h = \sum_1^n h' - \frac{d_m}{2R} \sum_1^n \Delta S + \frac{S^2}{2R} \sum_1^n (k_j - k_{j+1}) + \frac{1}{\rho} \sum_1^n i \Delta S. \quad (1.25)$$

Из формулы (1.25) видно, что в нивелирных ходах необходимо добиваться компенсации неравенства длин плеч, то есть следить за тем, чтобы $\sum_1^n \Delta S$ была величиной малой.

В инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов это положение выражено тем, что неравенство не должно превышать 5 м в III классе, 10 м в IV классе.

УЭ-2. Приборы, применяемые при нивелировании III и IV класса

2.1. Классификация нивелиров и требования, предъявляемые к ним

Нивелиры по точности разделяются на три группы:

1. Высокоточные – для определения превышений со средней квадратической погрешностью не более 0,5 мм на 1 км двойного хода.

2. Точные – для определения превышений со средней квадратической погрешностью не более 3 мм на 1 км двойного хода.

3. Технические – для определения превышений со средней квадратической погрешностью не более 10 мм на 1 км двойного хода.

По конструкции нивелиры делятся на две группы:

1. Нивелиры с уровнями.

2. Нивелиры с компенсаторами.

В настоящее время используются следующие базовые марки нивелиров:

1. Высокоточный Н-05, предназначенный для нивелирования I и II классов.

2. Точный Н-3 – для нивелирования III и IV классов.

3. Технический Н-10, НТ – для нивелирования, проводимого для обеспечения топографических съемок и инженерно-геодезических изысканий в строительстве.

Цифры, стоящие в шифрах нивелиров за буквой Н, обозначают средние квадратические ошибки (в мм) измерения превышений на 1 км двойного хода [5].

В зависимости от устройства, применяемого для приведения визирной оси в горизонтальное положение, нивелиры всех типов выпускаются в двух вариантах: с уровнем при зрительной трубе и с компенсатором углов наклона. При наличии компенсатора в шифре нивелира добавляется буква К.

Нивелир типа Н-3 может изготавливаться с лимбом для измерения горизонтальных углов. В этом случае в шифре нивелира добавляется буква Л. Тогда нивелир Н-3 с компенсатором и лимбом будет иметь шифр НЗКЛ.

Действующий ГОСТ предусматривает следующие основные параметры для нивелиров Н-3 и Н-ЗК:

1. Средняя квадратическая ошибка превышения на станции не более 2 мм при расстоянии от нивелира до реек 100 м.

2. Увеличение зрительной трубы не менее 30^x.

3. Наименьшее расстояние визирования не более 2 м.

4. Коэффициент нитяного дальномера 100 ± 1 %.

5. Цена делений уровней на 2 мм дуги:

– установочного $10^{\circ} \pm 2'$;

– уровня при трубе $15'' \pm 1,5''$.

6. Масса нивелира не более 3 кг.

В ГОСТе указываются и другие технические требования, касающиеся как изготовления приборов в целом, так и отдельных его деталей; в нем же рекомендуются методы испытаний и исследований нивелиров.

При нивелировании III и IV классов разрешается также применять ранее выпускавшиеся отечественные нивелиры НВ-1, НПГ, НГ и зарубежные – №007, №025 Народного предприятия «Карл Цейсе Иена» (ГДР), Ni-B3, №-B4, NJ-B5, Ni-B6 завода MOM (ВНР).

С развитием электроники появились цифровые нивелиры.

Цифровые нивелиры NA 2002 и NA 3000 являются нивелирами компенсаторного типа, поэтому они относятся к категории автоматических нивелиров. В отличие от оптико-механических нивелиров измерение обрабатывается электронным способом, поэтому оператор может работать быстрее, затрачивая меньше усилий.

Другим преимуществом такой системы является простота функционирования, отсутствие погрешностей считывания и записи, автоматическое вычисление высоты во время измерения и регистрация данных.

WILD NA 2002 – приемник цифрового нивелира NA 2000.

Стандартное отклонение находится в пределах 1,5 мм (при обычной рейке) и 0,9 мм (с инварной рейкой) на 1 км нивелирования с двойным наблюдением.

WILD NA 3000 – цифровой нивелир.

На 1 км нивелирования с двойным наблюдением – 0,4 мм.

Принцип измерения цифровым нивелиром

Принцип измерения основан на обработке закодированного сигнала измерения. На основании измеренного сигнала (полученного с рейки через объектив) микропроцессор вычисляет показания рейки и соответствующее горизонтальное расстояние между рейкой и нивелиром.

2.2. Устройство нивелиров Н-3, НЗК

Изучается самостоятельно [2, с. 64 – 70].

2.3. Поверки и исследования нивелиров

2.3.1. Испытания нивелиров

Нивелир как прибор для определения превышений должен удовлетворять ряду механико-технологических и геометрических условий.

Главными механико-технологическими условиями, которым должны удовлетворять точные нивелиры, являются свободное, плавное и правиль-

ное перемещение всех подвижных частей прибора; жесткость и прочность конструкции, обеспечивающей постоянство взаимного расположения его рабочих частей; надежность и устойчивость прибора при полевой эксплуатации; высококачественное изготовление уровней, точное и четкое нанесение сеток нитей; обеспечение заданных параметров зрительной трубы и оптического компенсатора; герметичность конструкции и т.д.

Каждый прибор, как обычно, сначала подвергается внешнему осмотру. При этом обращается внимание на плавность вращения подъемных винтов, элевационного и наводящего винтов, на плавность и легкость вращения верхней части нивелира, перемещение фокусирующей линзы, чистоту оптики, четкость изображения сетки нитей и концов пузырька уровня и т.д.

В точных нивелирах испытанию подлежат следующие механические условия:

1. Ход подъемных винтов нивелира должен быть плавным, размеренным, без качки и заеданий. Регулировку хода каждого винта выполняют вращением его регулировочной гайки с помощью шпильки в ту или другую сторону до тех пор, пока не будет достигнут равномерный ход.

2. Положение нивелира на штативе должно быть устойчивым. Закрепляют нивелир на штативе и наводят трубу на рейку. Слегка нажимают на нивелир сверху и сбоку. Отсчет по рейке не должен меняться.

3. Вращение верхней части нивелира должно быть плавным. При тугом вращении верхней части необходимо произвести чистку и смазку его осей в оптико-механической мастерской.

4. Компенсатор нивелира с самоустанавливающейся линией визирования должен быть исправен. Приводят ось нивелира в отвесное положение по круглому уровню. Устанавливают рейку на расстоянии 40 – 50 м от нивелира и производят отсчет. Не отнимая глаз от окуляра, слегка постукивают по штативу. Изображение рейки при этом становится нерезким из-за дрожания компенсатора. Если компенсатор исправен, изображение рейки восстанавливается через 1 – 2 секунды и отсчет по рейке остается неизменным.

2.3.2. Поверки нивелиров

Поверке подлежат следующие геометрические условия, которым должно удовлетворять взаимное расположение частей нивелира:

1. Ось установочного (круглого) уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.

2. Горизонтальная нить сетки должна быть перпендикулярна к оси вращения нивелира.

3. Визирная ось зрительной трубы (в нивелире Н-3) и ось цилиндрического уровня должны находиться в параллельных вертикальных плоскостях при отвесном положении оси вращения нивелира.

Для проверки правильности установки цилиндрического уровня необходимо соблюдать два условия:

а) отвесная плоскость, проходящая через ось уровня, должна быть параллельна отвесной плоскости, проходящей через визирную ось зрительной трубы;

б) проекция на отвесную плоскость угла между осью уровня и визирной осью трубы (угол i) должна быть не более установленной величины.

Примечание. У нивелиров с компенсатором угол i – это угол между горизонтальной плоскостью и визирной осью трубы.

4. Визирная ось зрительной трубы и ось цилиндрического уровня должны находиться в параллельных горизонтальных плоскостях.

5. Визирный луч в нивелире с компенсатором, установленном в рабочее положение, должен занимать горизонтальное положение.

Для выполнения пункта а третьего условия приводят ось вращения нивелира в отвесное положение. Устанавливают зрительную трубу нивелира в направлении одного из подъемных винтов. Совмещают с помощью элевационного винта изображения концов пузырька контактного уровня и берут отсчет по рейке, установленной от нивелира на расстоянии 50 м. Вращением двух других подъемных винтов (в разные стороны на 2–3 оборота) наклоняют нивелир, но так, чтобы отсчет по рейке в точке пересечения нитей сетки не изменился, и следят, в какие стороны расходятся изображения концов пузырька уровня. После этого теми же подъемными винтами приводят нивелир в начальное положение и убеждаются в неизменности отсчета. То же проделывают, наклоняя нивелир в другую сторону. Если изображения концов пузырька уровня при наклонах нивелира не расходятся или расходятся в одну и ту же сторону, то условие выполнено. В противном случае положение оси уровня исправляют боковыми юстировочными винтами.

Определение угла i нивелира следует проводить одним из следующих способов: 1) нивелированием вперед; 2) нивелированием из середины в сочетании с нивелированием вперед и 3) нивелированием с различными плечами.

Количество приемов измерений в любом способе должно быть не менее трех. Окончательное значение угла i не должно превышать 10" для всех типов нивелиров.

Способ нивелирования вперед основан на принципе двойного нивелирования двух точек 1 и 2, закрепленных на местности колышками или кольями на расстоянии (50 ± 10) м (рис. 1.2).

Нивелир устанавливают над одной из точек, приводят его в рабочее положение, измеряют рулеткой высоту h_1 визирной оси трубы над точкой 1 с оценкой до 1 мм и берут отсчет l_2 по рейке, установленной в точке 2. Меняют местами нивелир и рейку, повторяют описанные выше действия, получают высоту h_2 и отсчет l_1 .

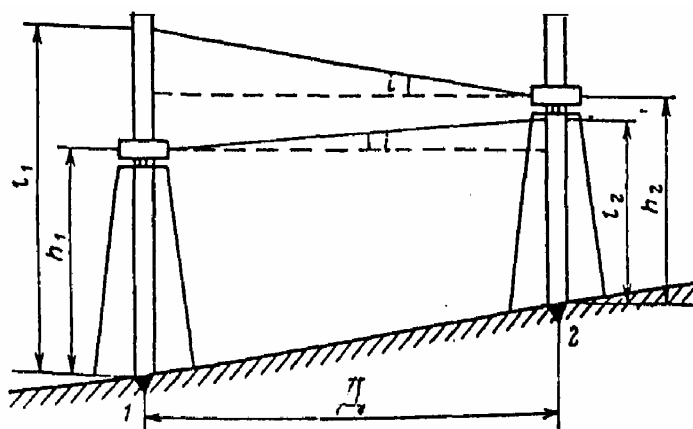


Рис. 1.2. Взаимное расположение нивелира и реек при определении угла i по способу нивелирования вперед

Значение угла i вычисляют по формуле

$$i = \frac{[(h_1 + h_2) - (l_1 + l_2)] \rho}{2D}, \quad (1.26)$$

где D – расстояние между точками 1 и 2.

Угол i по способу нивелирования из середины в сочетании с нивелированием вперед определяют в такой последовательности. Линию длиной 40 – 60 м закрепляют кольями, на которых устанавливают рейки в точках 1 и 2 (рис. 1.3). Нивелир устанавливают между точками 1 и 2 на равном расстоянии от них и приводят в рабочее положение, берут отсчеты по рейкам l_1 и l_2 . Переносят нивелир в точку, удаленную от точки 2 на 5 – 10 м, и берут отсчеты l_1' и l_2' . Значение угла i вычисляют по формуле

$$i = \frac{[(l_1' - l_2') - (l_1 - l_2)] \rho}{D} = \frac{h' - h}{D} \rho. \quad (1.27)$$

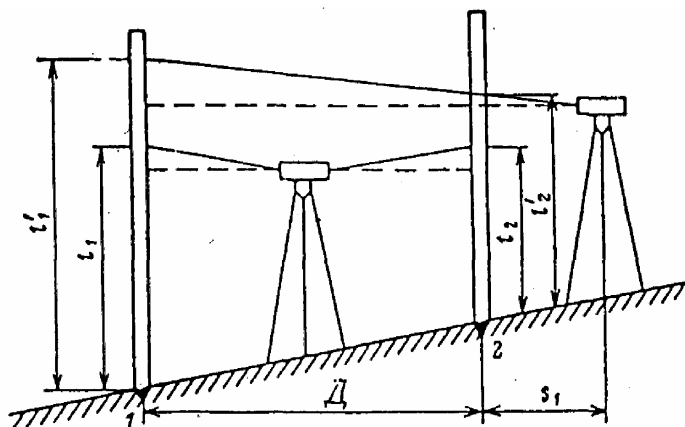


Рис. 1.3. Взаимное расположение нивелира и реек при определении угла i по способу нивелирования из середины в сочетании с нивелированием вперед

При третьем способе определения угла i (нивелирование с различными плечами) линию длиной (50 ± 10) м закрепляют колышками и определяют превышение между ними с двух станций. Нивелир устанавливают на расстоянии 3 – 5 м от рейки на продолжении створа 1 – 2 (рис. 1. 4).

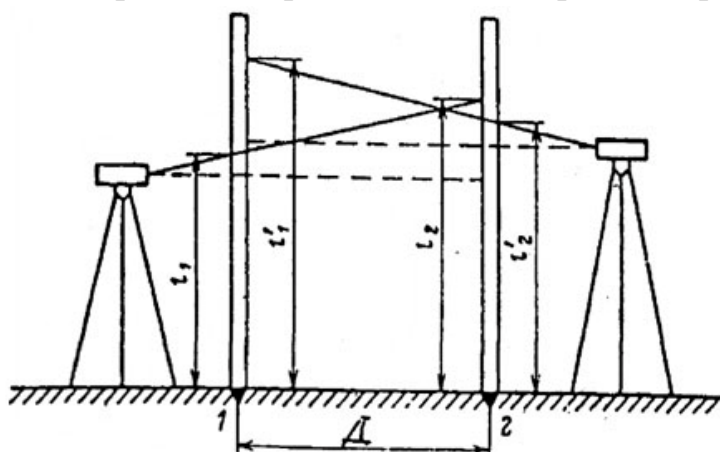


Рис. 1.4. Взаимное расположение нивелира и реек при определении угла i по способу нивелирования с разными плечами

Производят отсчет l_1 по ближайшей рейке и, изменив фокусировку трубы, производят отсчет l_2 по дальней рейке. Сохраняя фокусировку трубы, устанавливают нивелир на расстоянии 3 – 5 м от второй рейки на продолжении створа 2 – 1. Производят отсчеты l'_1 по дальней рейке и l'_2 по ближней рейке. Угол i вычисляют по формуле

$$i = X/D, \quad (1.28)$$

где $X = \frac{l'_2 + l'_1}{2} - \frac{l_1 + l_2}{2}$.

2.3.3. Исследования нивелиров

Нивелиры, предназначенные для измерения превышений при нивелировании III и IV классов, должны быть исследованы. В задачу исследований входит испытание работы отдельных узлов нивелира с целью установления их влияния на точность измерения превышений; определение необходимых постоянных прибора; установление степени влияния внешних условий на работу прибора. На основании исследований судят о пригодности нивелира для измерения превышений с заданной точностью.

Исследования подразделяются на полные и неполные. Полные исследования выполняют в условиях специальных лабораторий перед выпуском нивелира с завода или после капитального ремонта, а также периодически (не реже одного раза в два года) и в процессе эксплуатации. Эти исследования выполняют по программе, предусмотренной ГОСТом; они подразделяются на государственные контрольные, приемо-сдаточные, периодические и контрольные; результаты исследований вносят в паспорт прибора. Неполные исследования выполняются перед полевыми работами непосредственно исполнителями согласно инструкции. Эти исследования производятся с целью установления изменений в приборе в результате его эксплуатации. В этом случае выполняют:

- 1) исследование зрительной трубы, в процессе которого определяют увеличение, угол поля зрения (если отсутствует заводской паспорт прибора, в котором эти величины указываются) и качество изображения, даваемое зрительной трубой;
- 2) определение цены деления уровней;
- 3) исследование правильности хода фокусирующей линзы зрительной трубы;
- 4) определение коэффициента нитяного дальномера;
- 5) определение диапазона и ошибки работы компенсатора (в нивелирах с компенсаторами).

Определение цены уровня на экзаменаторе рассматривается в [2, с. 75 – 77].

Исследование правильности хода фокусирующей линзы нивелира и определение коэффициента дальномера рассматривается в [5, с. 97 – 102].

Проверка работоспособности компенсатора нивелира должна включать определение систематической погрешности компенсации и диапазона работы.

В полевых условиях погрешность работы компенсатора определяют следующим образом.

Нивелир располагают в середине створа между двумя рейками, установленными по уровню и укрепленными с помощью рейкодержателей.

Наблюдения выполняют сериями, общее число которых должно быть не менее двух. Перед взятием отсчетов по рейкам оси нивелира задают наклоны I-V (рис.1.5) подъемными винтами.

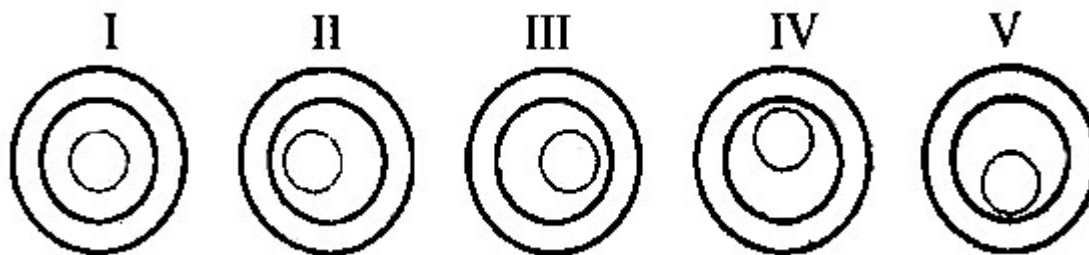


Рис. 1.5. Положение пузырька установочного уровня при наклоне оси нивелира подъемными винтами

В каждой серии для каждого наклона оси определяют превышение по основной и дополнительной шкалам реек. У двухсторонних реек – по черной и красной сторонам. Перед каждой серией изменяют высоту прибора.

Для высокоточных нивелиров проверку выполняют при расстояниях между рейками 10, 50 м; для точных нивелиров – 10 и 75 м; для технических – 100 м.

Если у приборов, предназначенных для нивелирования III и IV классов, превышения, полученные при положении круглого уровня II, III, IV, V (см. рис. 1.5), отличаются от превышения, определенного при положении пузырька уровня на середине, более чем на 3 мм (III класс) и 5 мм (IV класс), то нивелиры следует юстировать в мастерской, а следовательно, их нельзя использовать при нивелировании соответствующего класса.

Систематическую погрешность компенсации σ_k наклона оси нивелира вычисляют по формуле

$$\sigma_k = \frac{(h_v - h_0)}{2Dv} \rho, \quad (1.29)$$

где h_v, h_0 – превышения, полученные при наклоне оси нивелира и при $v = 0$; D – расстояние до рейки.

Пример проверки качества работы компенсатора нивелира в полевых условиях приведен в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Проверка работы компенсатора нивелира

Номер серии изме- рений	Измеренное превышение h , мм				
	при положении пузырька в нульпункте	при продольном наклоне на угол		при поперечном наклоне на угол	
		+10'	-10'	+10'	-10'
1	1575,4	1575,4	1575,6	1575,4	1575,7
	1575,6	1575,5	1575,7	1575,4	1575,9
2	1576,0	1575,8	1576,0	1575,8	1576,0
	1575,8	1575,7	1575,6	1575,6	1575,8
3	1575,5	1575,3	1575,6	1575,4	1575,8
	1575,8	1575,4	1575,8	1575,6	1575,8
4	1575,9	1575,0	1576,2	1575,7	1575,9
	1575,9	1575,4	1575,9	1575,7	1576,1
5	1575,4	1575,5	1575,6	1575,2	1575,8
	1575,5	1575,4	1575,8	1575,6	1575,8
h_{cp} , мм	1575,68	1575,44	1575,78	1575,54	1575,86
Δh , мм	0	-0,24	+0,10	-0,14	+0,18
σ_k		-0,05"	+0,02"	-0,03"	+0,04"

2.4. Нивелирные рейки. Поверки и исследования реек

ГОСТ 11158-76 устанавливает три типа реек: РН05, РН3, РН10. Здесь Р – рейка; Н – нивелирная; 0,5; 3; 10 – средняя квадратическая ошибка на 1 км хода, выраженная в мм; рейки РН3 и РН10 представляют собой деревянные бруски, изготовленные из досок хвойных пород высшего сорта. Нижний конец рейки (пятка) и верхний обиты железными пластинками.

Для нивелирования III и IV классов применяются рейки РН3 двусторонние – на одной стороне чередуются сантиметровые деления черного и белого цвета (черная сторона), а на другой – красного и белого цвета (красная сторона).

В комплект входят две рейки. На черных сторонах реек одного комплекта нуль совпадает с пяткой рейки и деления возрастают от 0 до 30 дм; на красной стороне одной из реек с плоскостью пятки совпадает отсчет, на-

пример, равный 4687 мм, а на другой рейке – отсчет, отличный на 100 мм, например, 4787 мм. Сочетание таких реек в комплекте позволяет надежно контролировать работу на станции. На боковых сторонах рейки укреплены ручки, а на одной из боковых сторон – еще и круглый уровень с ценой деления 20', что позволяет устанавливать рейку отвесно.

Для обеспечения устойчивого положения, а также предохранения от оседания или вдавливания в грунт рейки устанавливают пятками на башмаки или костыли. При нивелировании IV класса рейки можно устанавливать и на деревянные колья.

Башмак – чугунная или железная подставка с тремя шипами. В верхней части ее имеется небольшой стержень, головка которого обработана под полусферу. На железном костыле имеется такой же стержень. Рейка при нивелировании устанавливается на верхнюю точку полусферы.

Проверку условия – ось круглого уровня должна быть параллельна оси рейки – производят ежедневно перед началом работ. Для этого на кронштейн, укрепленный на боковой стороне рейки, подвешивают отвес, с помощью которого устанавливают рейку в отвесное положение. Если пузырек уровня отклонится от центра ампулы, то исправительными винтами его совмещают с центром ампулы.

Перед началом полевых работ и по окончании их производят исследования реек, в результате чего определяют:

- а) случайные ошибки дециметровых делений;
- б) среднюю длину метра комплекта реек;
- в) разность высот нулей реек.

Проверки и исследования нивелирных реек рассмотрены в [5, с. 118 – 122].

УЭ-3. Организация и производство работ по нивелированию III и IV классов

3.1. Нивелирование. Общая часть

Нивелирные сети подразделяются на государственные и ведомственные (маркшейдерские, на строительных площадках и т.п.). Под государственной нивелирной сетью понимают систему размещенных на всей территории страны надежно закрепленных на местности геодезических пунктов (реперов), высоты которых определены в единой системе от одного исход-

ного пункта, принятого за начало отсчета высот [6]. Государственная нивелирная сеть предназначена для распространения единой системы высот на территорию всей страны, является высотной основой всех топографических съемок и инженерно-геодезических работ, выполняемых для удовлетворения потребностей народного хозяйства, науки и обороны страны.

Государственная нивелирная сеть строится по принципу «от общего к частному» и делится на четыре класса: I, II, III и IV. Нивелирная сеть I класса является главной высотной основой на территории страны и создается с наивысшей точностью при использовании наиболее точной измерительной техники и наиболее современных методов высокоточного нивелирования с одновременным выполнением гравиметрической съемки. Нивелирная сеть I класса является сгущением высокоточной нивелирной сети страны и относится к разряду точных. На основе нивелирной сети II класса создаются нивелирные сети III, а затем IV класса.

Государственные нивелирные сети I и II классов как наиболее точные предназначены, в первую очередь, для распространения единой системы высот на всей территории страны. Используются они также и в научных целях. Государственные нивелирные сети I и II классов служат основой для создания высотного обоснования топографических съемок и решения разнообразных инженерных задач на местности, требующих знания высот точек ее поверхности со сравнительно высокой точностью.

Нивелирные линии I и II классов прокладываются преимущественно по железным, шоссейным и улучшенным грунтовым дорогам, а при их отсутствии, особенно в труднодоступных районах – по берегам больших рек, тропам и зимникам. Во всех случаях стремятся к благоприятным для данного района грунтовым условиям, прокладке нивелирных ходов по наименее пересеченной местности с небольшими уклонами.

Нивелирная сеть I класса строится в виде замкнутых полигонов и отдельных линий большой протяженности. Нивелирная сеть II класса опирается на нивелирные линии I класса и создается в виде замкнутых полигонов, периметр которых колеблется от 400 до 800 км в обжитых и от 1000 до 2000 км в необжитых районах.

Нивелирные сети III и IV классов прокладывают внутри полигонов высшего класса как отдельными линиями, так и в виде систем линий с узловыми точками. Периметры полигонов нивелирования III класса, как правило, не должны превышать 150 км. Периметры полигонов и длины отдельных линий нивелирования IV класса допускаются не более 50 км.

За исходный уровень принят средний уровень Балтийского моря (нуль Кронштадского футштока).

Превышения между наиболее удаленными друг от друга реперами нивелирной сети должны быть известны с погрешностью не более 30 мм.

Нивелирная сеть создается в виде отдельных ходов, системы ходов (полигонов) или в виде самостоятельной сети и привязывается не менее чем к двум исходным нивелирным знакам (реперам) высшего класса. Допускается производить привязку нивелирных ходов IV класса к реперам ранее проложенного нивелирования IV класса.

Периметры полигонов нивелирования в зависимости от районов работ не должны превышать величин, указанных в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Периметры полигонов нивелирования

Класс нивелирования	Периметры нивелирных полигонов, км	
	застроенная территория	незастроенная территория
II	50	80
III	25	40
IV	8	12

При создании высотного обоснования крупномасштабных топографических съемок нивелирные сети III и IV классов прокладывают с расчетом обеспечения требуемой точности съемочного обоснования.

Основные технические требования к точности нивелирования должны быть в пределах, указанных в табл. 1.3.

Таблица 1.3

Основные технические требования к точности нивелирования

Класс нивелирования	Допустимые невязки в полигонах и ходах f_h , мм		Средняя квадратическая ошибка определения превышения, мм	
	при $n \leq 15$ на 1 км хода	при $n > 15$ на 1 км хода	на станции	в ходе длиной 1 км
II	$5\sqrt{L}$	$6\sqrt{L}$	$\pm 0,3 \pm 1,5$	$\pm 1,0 \pm 4,0$
III	$10\sqrt{L}$	$2,5\sqrt{n}$	$\pm 3,0$	$\pm 8,0$
IV	$20\sqrt{L}$	$5\sqrt{n}$		

Обозначения: L – периметр полигона или длина хода, км;
 n – число станций в полигоне (ходе)

Предельные значения случайных и систематических средних квадратических ошибок нивелирования не должны превышать величин, приведенных в табл. 1.4.

Таблица 1.4

Предельные значения случайных и систематических средних квадратических ошибок нивелирования

Класс нивелирования	Предельные средние квадратические ошибки, мм/км	
	случайная η	систематическая σ
II	2,0	0,20
III	5,0	–
IV	10,0	–

Примечание. В нивелировании IV класса ошибки вычисляются по невязкам ходов или полигонов.

Средние квадратические ошибки нивелирования вычисляются по формулам

$$\eta^2 = [1/4] \sum d^2 / r; \quad (1.30)$$

$$\sigma^2 = [1/4] \sum S^2 / L, \quad (1.31)$$

где n – число секций в сети; $d = h_{np} - h_{обр}$; h_{np} и $h_{обр}$ – превышения по секциям, полученные соответственно в прямом и обратном ходах, мм; r – длина секции, км; L – длина хода, км; S – накопление разностей $\sum d$ в ходе, мм.

Линии государственной нивелирной сети III и IV классов закрепляют на местности реперами не реже чем через 5 км (по трассе).

В труднодоступных районах на отдельных участках, где выбор местоположения реперов затруднен, расстояние между ними может быть увеличено до 7 км (по трассе).

На линиях нивелирования I, II, III и IV классов закладывают реперы следующих типов: вековые, фундаментальные, грунтовые, скальные, стальные и временные.

Каждый репер должен иметь свой индивидуальный номер, не повторяющийся на данной линии, а по возможности и на ближайших линиях нивелирования.

Вековые реперы обеспечивают сохранность главной высотной основы на продолжительное время, позволяют изучать современные вертикальные движения земной коры и колебания уровней морей и океанов, сохраняют полную независимость изучаемых явлений от экзогенных и техногенных процессов.

Фундаментальные реперы обеспечивают сохранность высотной основы на значительные сроки, позволяют изучать современные движения земной поверхности. Их закладывают на линиях нивелирования I, II классов не реже чем через 60 км, а также на узловых пунктах, вблизи морских, основных речных и озерных уровенных постов.

Грунтовые, скальные, стенные реперы обеспечивают сохранность и надежность высотной основы на длительные сроки и используются для закрепления нивелирных сетей I, II, III и IV классов.

Временные реперы обеспечивают сохранность высотной опоры в течение нескольких лет и служат высотной основой при топографических съемках. Временные реперы включают в ходовые линии нивелирования II, III и IV классов.

Местоположение реперов опознают на топографической карте масштаба 1:25000 и крупнее, а также на аэроснимках, которые затем прилагают к материалам нивелирования. По этой карте определяют геодезические координаты репера с ошибкой 0,25'.

На каждый репер составляют абрис и дают описание его местоположения. Кроме того, расположение реперов показывают на карте масштаба 1:100000, которую прилагают к материалам нивелирования.

Координаты фундаментальных реперов определяют геодезическими приборами с ошибкой не более 1 м.

3.2. Организация работ

Организация работ по нивелированию включает следующие этапы:

1. Составление проекта.
2. Рекогносцировка.
3. Закладка нивелирных знаков.
4. Поверки и исследования приборов.
5. Производство полевых работ.
6. Вычислительная обработка результатов полевых измерений.
7. Систематизация и оформление материалов.
8. Составление каталога высот пунктов.

3.3. Полевые работы по нивелированию III класса

При проложении ходов нивелирования III класса должны соблюдаться следующие требования:

– длины ходов не должны превышать 10 км между узловыми реперами на застроенной и 15 км на незастроенной территориях, между реперами высшего класса соответственно – 15 и 20 км;

- линии нивелирования III класса, как правило, прокладываются параллельно друг другу и связывают между собой ходами не реже чем через 5 км на застроенной и 8 км – на незастроенной территориях;

- нивелирные знаки закладываются на улицах и проездах плотно застроенной части города не реже чем через 0,3 км, в слабо застроенной части города или населенного пункта расстояние допускается увеличить до 0,8 км, на незастроенной территории реперы следует закладывать на расстоянии от 0,5 до 2,0 км;

- нивелирные знаки следует совмещать со стенными знаками полигонометрии.

При сгущении нивелирной сети II класса нивелирование III класса следует производить в виде отдельных ходов или системы ходов и полигонов, опирающихся на реперы нивелирования высших классов.

Для нивелирования III класса следует использовать нивелиры, удовлетворяющие следующим требованиям:

- увеличение зрительной трубы не менее 30^x;
- цена деления цилиндрического контактного уровня не более 30" на 2 мм;

- погрешность самоустановки линии визирования у нивелиров с компенсатором не более 0,5 угл. с.

Перед началом полевых работ нивелиры должны исследоваться и проверяться по следующей программе:

- определение коэффициента дальномера;
- поверка установочного круглого уровня;
- поверка плавности вращения верхней части нивелира;
- определение угла i нивелира, т.е. угла между визирной линией и горизонтальной плоскостью;

- определение средней квадратической ошибки самоустановки линии визирования и ошибки недокомпенсации у нивелиров с компенсаторами.

Во время выполнения полевых работ у нивелиров необходимо проверять:

- установочный уровень – ежедневно перед началом наблюдений;
- угол i нивелира; в начале работы первые семь дней – каждый день, в дальнейшем, убедившись в постоянстве юстировки – не реже одного раза в пятнадцать дней.

Рейки для нивелирования III класса используются двухсторонние трехметровые шашечные с сантиметровыми делениями типа РН-3, а также штриховые инварные типа РН-05. Рейки должны быть снабжены круглыми уровнями.

С целью установления пригодности реек для нивелирования они должны исследоваться и проверяться на компараторе или при помощи контрольной линейки в начале и конце полевых работ.

Случайные ошибки дециметровых и метровых интервалов реек не должны превышать 0,5 мм.

Нивелирование III класса выполняется в прямом и обратном направлениях. При переходе от нивелирования в прямом направлении к обратному рейки следует менять местами.

Способ нивелирования III класса зависит от применяемых нивелиров. Предпочтение следует отдавать нивелирам с плоскопараллельной пластинкой и инварным рейкам. Измерения в этом случае выполняются способом «совмещения». При работе с нивелирами без плоскопараллельной пластинки измерения следует выполнять способом «средней нити» – отсчеты по трем нитям по черной стороне рейки и отсчет по средней нити по красной стороне рейки.

Оптимальное расстояние от нивелира до реек – 75 м. При отсутствии колебаний изображения реек и увеличении трубы не менее 35^{\times} длину визирного луча допускается увеличивать до 100 м.

Высота визирного луча над подстилающей поверхностью должна быть не менее 0,3 м. Расстояние от нивелира до реек измеряют тонким тросом или дальномером, при этом неравенство расстояний на станции допускают не более 2 м, а их накопление по секции не более 5 м. При работе на станции нивелир защищают от солнечных лучей зонтом. Рейки следует устанавливать по уровню на костыли или башмаки. На участках с рыхлым или заболоченным грунтом рейки устанавливают на забитые деревянные колья с вбитыми в их торцы гвоздями.

При перерывах нивелирование заканчивают на постоянном репере. Разрешается заканчивать нивелирование на трех костылях (кольях), забитых в дно ямы глубиной 0,3 м. После перерыва выполняют нивелирование на последней станции, а при необходимости – и на предпоследней.

Расхождения между значениями превышения до и после перерыва должны быть не более 3 мм. В обработку принимают наблюдения, выполненные как до, так и после перерыва. При больших расхождениях нивелирование по секции выполняют заново от постоянного репера.

На каждой станции выполняют контроль наблюдений. При наблюдении способом «совмещения» расхождения между превышениями, полу-

ченные по основной и дополнительной шкалам реек, должны быть не более 1,5 мм (30 делений барабана).

При нивелировании способом «средней нити» разность превышений, полученная по черным и красным сторонам реек, не должна превышать 3 мм.

При расхождениях, превышающих указанные допуски, наблюдения на станции повторяют, предварительно изменив положение нивелира по высоте не менее чем на 3 см. Разность между превышениями по секции, полученная из прямого и обратного ходов, не должна превышать $10\sqrt{L}$, мм, где L – длина секции в километрах.

Если расхождение получилось больше допустимого, то нивелирование по секции повторяют в одном из направлений.

Явно неудовлетворительное значение превышения исключают. Оставшиеся два значения принимают в обработку, если они не расходятся между собой больше чем на $10\sqrt{L}$ мм и получены из нивелирования в противоположных направлениях.

В обработку включают три значения превышения тогда, когда первоначальные расходятся между собой не более чем на $15\sqrt{L}$ мм, а повторное отличается от каждого из первоначальных не более чем на $10\sqrt{L}$ мм. Если первоначальные и повторное значения превышений не удовлетворяют перечисленным требованиям, то первоначальные исключают и выполняют еще одно повторное нивелирование в противоположном направлении. Разность значений превышений из прямого и обратного ходов на линии или в полигоне должна быть не более $10\sqrt{L}$ мм.

Вычисления превышений на станциях выполняются до 0,1 мм, а превышения между постоянными знаками (реперами) и средние превышения из прямого и обратного ходов – с округлением до 1 мм.

В превышения по секциям следует вводить поправки за среднюю длину метра комплекта реек.

В результате нивелирования III класса должны быть представлены следующие материалы:

- ведомость обследования марок и реперов;
- схема ходов нивелирования;
- полевые журналы нивелирования;
- материалы исследования нивелиров и компарирования реек;
- ведомость превышений;

- материалы вычислений и оценки точности;
- абрисы нивелирных знаков;
- каталог высот нивелирных знаков;
- акты сдачи нивелирных знаков (наблюдение за сохранностью);
- пояснительная записка.

Примечание. Результаты выполненных геодезических измерений могут быть представлены в виде данных, полученных с регистрирующих устройств или других носителей информации.

3.4. Порядок работы на станции

1. Нивелир приводят в рабочее положение по установочному уровню.
2. Наводят визирную трубу на черную сторону задней рейки и приводят пузырек цилиндрического уровня элевационным винтом в нульпункт.
3. Берут отсчеты по трем нитям.
4. Наводят трубу на черную сторону передней рейки, приводят цилиндрический уровень элевационным винтом в нульпункт, производят отсчеты по трем нитям.
5. Поворачивают рейку на передней точке красной стороной к нивелиру и производят отсчет по средней нити.
6. Поворачивают визирную трубу на заднюю рейку.
7. Приводят пузырек цилиндрического уровня элевационным винтом в нульпункт и производят отсчет по средней нити.
8. Рассчитывают расстояния по дальномерным нитям от прибора до каждой рейки.
9. Вычисляют превышения, полученные по дальномерным нитям и по средней нити по черным и красным сторонам реек.
10. Разность отсчетов по черной и красной сторонам дает расхождение нулей пятков, которое не должно превышать 3 мм.
11. Расхождение между превышениями, полученными по средней нити по черной и красной сторонам реек, не должно превышать 3 мм.
12. Расхождения между превышениями, полученными по средней нити, и одним превышением, полученным по дальномерным нитям, не должны превышать 3 мм.

Записи отсчетов производятся в журнале (табл. 1.5).

Журнал нивелирования III класса

№№ стан-ций №№ реек	Наблюдения по дальномерным нитям		Контрольное превышение	Наблюдение по средней нити			Среднее превышение, мм
	задняя рейка	передняя рейка		задняя рейка	передняя рейка	превышение	
1	0780 (2)	1093 (5)	-313 (11)	1106 (1)	1413 (4)	-307 (14)	-308,0 (19)
1-2	1426 (3)	1733 (6)	-307 (12)	5890 (8)	6099 (7)	-209 (15)	
	646 (9)	640 (10)	+6/+6(13)	4784 (16)	4686 (17)	-98 (18)	
Контрольные вычисления	3232 (20)	3228 (21)	-147 (22)	38296 (24)	38490 (25)	-194 (26)	-147,0 (27)
			-143 (23)	38490 (28)		-100	
				-194 (29)		-294 (30)	
						-147,0 (31)	

В журнале на каждой станции должен выполняться следующий контроль:

1. Расхождения между полусуммой отсчетов по дальномерным штрихам на черной стороне каждой рейки $[(2) + (3)] / 2$ и $[(5) + (6)] / 2$ и отсчетами по среднему штриху той же рейки (1) и (4) не должны превышать 3 мм. Этот контроль делается в уме и нигде не записывается.

2. Определяется высота визирного луча по отсчетам по среднему штриху по черным сторонам реек – записи (1) и (4).

3. Вычисление неравенства плеч как $(9) - (10) = 0,6$ м (в примере).

4. Расхождения в превышениях, полученных по черным (14) и красным (15) сторонам реек, с учетом разности пятков не должны превышать 3 мм.

5. Разности высот нулей реек (16) и (17) не должны отличаться от определенных при испытаниях более чем на 3 мм.

6. Полусумма контрольных превышений на станции $[(11) + (12)] / 2$ не должна отличаться от среднего превышения (19), полученного по отсчетам по средней нити, более чем на 3 мм.

Внизу страницы выполняются контрольные вычисления. Они заключаются в следующем:

1. Суммируют все (9), $\Sigma(9) = (20)$; суммируют все (10), $\Sigma(10) = (21)$.

2. Суммируют все (11), $\Sigma(11) = (22)$; суммируют все (12), $\Sigma(12) = (23)$.

3. Суммируют (1) и (8), $\Sigma(1) + \Sigma(8) = (24)$.

4. Суммируют (4) и (7), $\Sigma(4) + \Sigma(7) = (25)$.

5. Суммируют (14) и (15), $\Sigma(14) + \Sigma(15) = (26)$.

6. Суммируют (19), $\Sigma(19) = (27)$.

Контролем вычислений по странице служат равенства:

(21) – (20) = (13) – накопление разности плеч по странице;

(24) – (25) = (26);

(31) = (27).

3.5. Полевые работы по нивелированию IV класса

Нивелирование IV класса выполняют нивелирами, которые должны удовлетворять следующим требованиям:

- увеличение трубы не менее 25^x ;
- цена деления цилиндрического контактного уровня не более 30" на 2 мм;
- погрешность самоустановки линии визирования у нивелиров с компенсатором не более 0,5 угл. с.

Перед началом и во время выполнения полевых работ нивелиры исследуются и поверяются согласно требованиям инструкции.

Нивелирование выполняется в одном направлении.

Оптимальная длина плеча – до 100 м.

При увеличении зрительной трубы не менее 35^x можно допускать длину плеча до 150 м.

Неравенство плеч на станции – до 5 м.

Накопление неравенств длин плеч по секциям – до 10 м.

Высота визирного луча не менее 0,2 м.

Перерыв в работе осуществляется так же, как и при нивелировании III класса, но расхождения между превышениями допускаются до 5 мм.

Привязка к маркам осуществляется так же, как и при нивелировании III класса.

Работа на станции проводится в следующем порядке:

1. Приводят нивелир в рабочее положение по установочному уровню.
2. Визируют на заднюю рейку, установленную к нивелиру черной стороной.
3. Приводят элевационным винтом ось цилиндрического уровня в горизонтальное положение.

4. Производят отсчеты по верхней и средней нитям сетки.
5. Визируют на черную сторону передней рейки.
6. Производят действия, описанные в пунктах 3 и 4.
7. Производят отсчет по красной стороне передней рейки, используя только среднюю нить.
8. Визируют на красную сторону задней рейки.
9. Приводят пузырек цилиндрического уровня элевационным винтом в нульпункт и производят отсчет по средней нити.

По набранным отсчетам вычисляют:

1. Разность пятков обеих реек (допускают колебания не более 5 мм от определенного значения при исследовании реек).
2. Половину длин плеч, полученную по верхней и средней нитям (неравенство плеч допускают до 2,5 м).
3. Превышения по черной и красной сторонам реек (расхождение не более 5 мм).

3.6. Особые случаи нивелирования

Особые случаи нивелирования возникают при преодолении нивелирным ходом различных естественных преград.

Выгодное время наблюдений – пасмурные, облачные дни и начало работ – 3 часа после восхода солнца. Окончание работ – за 3 часа до захода солнца.

Превышение через препятствие шириной до 200 м определяют двумя приемами с изменением высоты прибора на 3 – 4 см. При этом расхождения в превышениях допускают до 4 мм при нивелировании по программе III класса и до 7 мм – IV класса.

Нивелирование через значительные водные препятствия можно выполнять и зимой по льду.

Нивелирование IV класса можно выполнять по урезам воды. На обоих берегах устраивают отводные канавки, в которых забивают колья на уровне уреза воды, нивелирование производится при предположении, что поверхность воды в спокойном состоянии горизонтальна.

УЭ-4. Источники ошибок нивелирования и меры борьбы по ослаблению их влияния

Теоретически и экспериментально установлено, что решающую роль играют систематические ошибки: приборные, личные, вызванные внешними условиями [7].

Среди случайных ошибок наиболее опасны ошибки дециметровых делений реек и конвекционного тока воздуха.

4.1. Систематические ошибки

4.1.1. Приборные ошибки

1. Ошибки, вызванные несоблюдением главного условия (рис. 1.6).

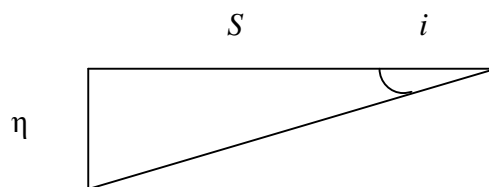


Рис. 1.6. Несоблюдение главного условия

$$\eta = \frac{i}{\rho} \Delta S. \quad \sum \eta = \frac{i}{\rho} \sum i \Delta S. \quad (1.32)$$

При $\Delta S = 0$ и $\eta = 0$.

2. Ошибки, вызванные неправильным ходом фокусирующей линзы (рис. 1.7).

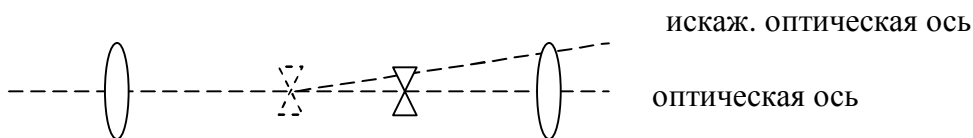


Рис. 1.7. Искажения, вызванные неправильным ходом фокусирующей линзы

Мера борьбы – не менять фокусировки, т.е. соблюдать равенство плеч.

3. Влияние остаточного наклона оси вращения прибора (ошибка за недокомпенсацию). Мера борьбы – тщательно юстировать установочный уровень и следить за его поведением.

4. Ошибки в отсчетах по рейкам за счет недостаточной разрешающей способности визирной трубы.

$$m = \frac{60''}{v^x \rho} S. \quad (1.33)$$

При $S = 100$ м, $v^x = 30^x$ $m = 1$ мм.

5. Ошибка, вызванная наклоном рейки.

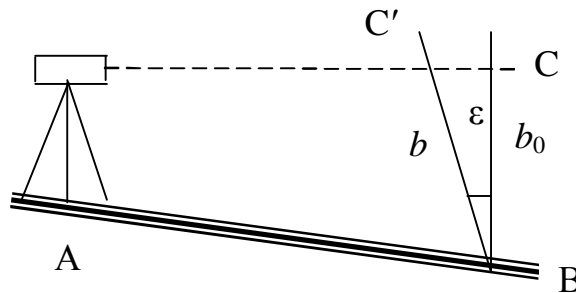


Рис. 1.8. Наклон рейки

$$b_0 = b \cos \varepsilon; \quad (1.34)$$

$$\Delta h = b - b_0; \quad (1.35)$$

$$\Delta h_0 = b(1 - \cos \varepsilon) = -2b \sin^2 \frac{\varepsilon}{2}. \quad (1.36)$$

При $b = 1000$ мм, $\varepsilon = 10'$ $\Delta h = 0,01$ мм.

При установке на глаз ε может быть до 5° . Тогда при $b = 3000$ мм $\Delta h = 11$ мм.

Вывод: необходимо пользоваться рейками с уровнями или производить «качание реек».

6. Ошибка, вызванная изменением длины рейки:

а) под влиянием температуры и влажности. Если рейка изготовлена из высококачественной древесины, ошибка незначительна;

б) коробление рейки. При стреле прогиба рейки 10 мм и более ее не следует использовать.

Проверка: положить рейку на ребро, натянуть тонкую бечеву от начала до конца рейки, измерить стрелу прогиба линейкой.

4.1.2. Личные ошибки

1. Ошибки округления отсчета по рейке.

2. Ошибка установки визирной оси в горизонтальное положение.

Для уменьшения этой ошибки следует применять контактный уровень.

$$m_{ц} = 0,54 \text{ мм}; m_{к} = 0,32 \text{ мм}.$$

4.1.3. Ошибки, обусловленные влиянием внешних условий

Под влиянием внешних условий могут возникнуть:

1. Ошибки рефракционного происхождения вследствие разности высот визирного луча. При длинном, затяжном подъеме (спуске) ошибки рефракционного происхождения будут односторонне действующими систематического характера. В обратном направлении нивелирования действия ошибок будут противоположными.

При сильном нагреве подстилающей поверхности предметы кажутся висящими в воздухе – явление «мираж».

2. Ошибки, вызванные вертикальным перемещением башмаков и костылей (оседание под собственным весом – 0,01 мм за 5 минут):

а) костыли и башмаки всегда оседают и наиболее эффективно – в первые 10 – 20 секунд. Через 4 – 5 минут положение их стабилизируется.

б) костыли и башмаки выпираются из грунта, когда на них прекращает действовать нагрузка.

3. Ошибки, вызванные вертикальным перемещением штатива. Штатив выпирается из грунта за 5 минут на 0,010 – 0,015 мм. Это явление и вызывает, в основном, чередование отсчетов по задней и передней рейкам симметрично относительно среднего промежутка времени наблюдения на станции.

4.2. Случайные ошибки

Случайные ошибки могут быть следующими:

1. Случайные ошибки дециметровых делений реек. Исследованиями определяется величина этой ошибки. Инструкцией допускается величина не более 0,5 мм для нивелирования III класса и не более 1 мм для IV класса.

2. Ошибки, обусловленные влиянием конвекционных токов воздуха. Средний вертикальный температурный градиент $3,42^\circ$ на 100 м высоты наблюдается в дневные часы летом в приземном слое атмосферы. Состояние атмосферы в предположении, что плотность растет с высотой, является неустойчивым. Небольшое возмущение приводит к тому, что более тяжелые частицы атмосферы опускаются, а более легкие поднимаются, возникает вертикальное хаотичное движение воздуха, называемое конвекцией. Установлено, что при длине плеча 75 м и разности температур 1°C на высотах 0,5 м и 2,5 м амплитуда колебаний составляет 0,76 мм. Частота колебаний утром составляет около 1 колебания в секунду, а к полудню – 8. Это искажает форму изображений делений, которые вместо прямоугольных видны расплывчатыми, что создает трудности при отсчитывании. Для ослабления влияния этого источника нивелирование следует проводить в часы спокойных изображений.

УЭ-5. Уравнительные вычисления нивелировок

5.1. Общие положения и предварительные вычисления

После производства полевых работ производят вычислительную обработку результатов, которую можно подразделить на два вида:

1. Предварительные вычисления, задачей которых является обработка полевых материалов вплоть до вычисления превышений и оценки их точности.

2. Уравнительные вычисления, в результате которых получают окончательные значения высот реперов и марок, а также их точность.

К предварительным вычислениям относятся следующие виды работ:

Контроль материалов исследования и вычислительная обработка полевых журналов. Для контроля полевых вычислений производят контрольные вычисления в журналах (постраничный контроль). Внизу каждой страницы журнала вычисляют:

а) сумму разностей отсчетов по дальномерным нитям по задним и передним рейкам, а по ним судят о разности накопления длин плеч;

б) сумму отсчетов по средней нити, взятых по красной и черной сторонам реек, передней и задней;

в) сумму превышений;

г) сумму средних превышений.

При отсутствии просчетов должно соблюдаться равенство

$$\sum Z - \sum \Pi = \sum h = \sum h_{cp}. \quad (1.37)$$

Заканчивают подсчеты по секциям вычислениями исправленного превышения за длину среднего метра реек. Поправка за длину среднего метра определяется из исследования реек в начале и конце производства работ. Поправочный коэффициент одного метра пары реек определяется следующим образом:

$$\sigma_{M_i} = \sigma_{M_H} + \frac{\sigma_{M_K} - \sigma_{M_H}}{N} N_i, \quad (1.38)$$

где σ_{M_H} и σ_{M_K} – поправочные коэффициенты в начале и конце производства работ; N – число дней производства работ; N_i – число дней от начала производства работ до дня определения превышения.

Поправка в превышение

$$\sigma_h = \sigma_{M_i} h. \quad (1.39)$$

После завершения вычислений по всем секциям определяются разности превышений в прямом и обратном направлениях

$$d_i = h_{np} + h_{об}. \quad (1.40)$$

Они не должны превышать предельной разности, вычисленной по формуле

$$\text{пред. } d_i = (10\sqrt{L_{км}}), \text{ мм.} \quad (1.41)$$

Составляется ведомость превышений и высот пунктов нивелирования, в которой указывается:

- а) название хода;
- б) исходные марки и реперы;
- в) номера секций;
- г) тип и номер нивелирного знака, описание знака;
- д) длины секций;
- ж) число станций в прямом и обратном направлениях;
- з) превышения прямого и обратного ходов, их разности и их допустимые значения;
- и) высоты исходных пунктов;
- к) невязки ходов и их допустимые значения, вычисленные по формулам

$$\text{пред. } f_h = 10\sqrt{L_{км}}, \text{ мм} - \text{ для III класса}; \quad (1.42)$$

$$\text{пред. } f_h = 20\sqrt{L_{км}}, \text{ мм} - \text{ для IV класса}. \quad (1.43)$$

5.2. Оценка качества нивелирования

Основная оценка качества нивелирования – допустимость невязок, т.е.

$$f_h \leq \text{пред. } f_h. \quad (1.44)$$

Для разомкнутого хода

$$f_h = \sum_1^n h - (H_K - H_H); \quad (1.45)$$

для замкнутого хода

$$f_h = \sum_1^n h. \quad (1.46)$$

Считая разность превышений истинными ошибками, определяют СКО на 1 км хода по формуле

$$m_{1км} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{d^2}{n}}, \quad (1.47)$$

где d – разность прямого и обратного превышений; L – длина хода в км; n – число секций.

Если число ходов значительное, то можно производить оценку их точности по невязкам, считая их истинными ошибками

$$m_{1км} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{f_h^2}{N}}, \quad (1.48)$$

где f_h – невязки ходов или полигонов; N – число ходов или полигонов; L – длины ходов или периметры полигонов.

5.3. Составление схемы нивелирной сети

Составляется рабочая схема для уравнивания. Окончательную схему желательно составлять на картах мелких масштабов (1:100000 или 1:50000).

Составляются чертежи конструкций заложённых пунктов и чертежи с описанием их местоположения.

Общие положения уравнивательных вычислений:

- уравнивание возникает только при наличии добавочных (избыточных) измерений;
- при наличии избыточных измерений возникает неоднозначность определения величины, что приводит к невязкам. Устранение невязок есть процесс уравнивания, при котором находят наиболее вероятные поправки к измеренным величинам. В зависимости от точности полевых измерений и их назначения применяют или строгий способ уравнивания (с.н.к.), или приближенные способы.

Наша задача – рассмотреть некоторые приближенные способы уравнивания.

5.4. Уравнивание одиночного нивелирного хода

Между марками M_1 и M_2 проложен нивелирный ход, имеющий n секций. Необходимо вычислить отметки промежуточных реперов, а также оценить точность их получения (рис. 1.9).

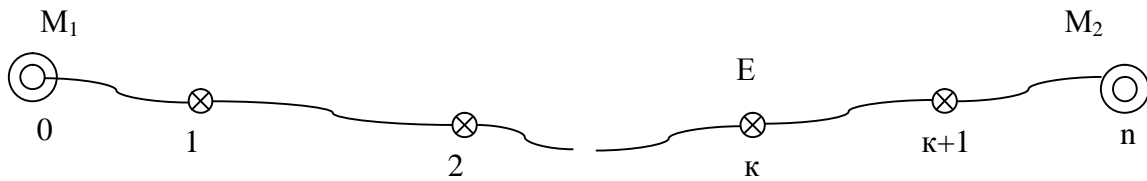


Рис. 1.9. Одиночный нивелирный ход

Высоту репера E можно вычислить от марки M₁ и от марки M₂

$$\left. \begin{aligned} H'_E &= H_{M_1} + \sum_1^k h \\ H''_E &= H_{M_2} + \sum_{k+1}^n h \end{aligned} \right\}. \quad (1.49)$$

Отметки репера E, полученные от разных марок, неравноточные, поэтому необходимо вводить веса. По теории математической обработки геодезических измерений (ТМОГИ) можно записать

$$\left. \begin{aligned} m'_E &= \frac{\mu}{\sqrt{P'_E}} \\ m''_E &= \frac{\mu}{\sqrt{P''_E}} \end{aligned} \right\}. \quad (1.50)$$

Из (1.50) следует:

$$\left. \begin{aligned} P'_E &= \frac{\mu^2}{m'^2_E} \\ P''_E &= \frac{\mu^2}{m''^2_E} \end{aligned} \right\}, \quad (1.51)$$

с.к.п. высот будут

$$\left. \begin{aligned} m'^2_E &= m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2 + \dots + m_{h_k}^2 = m_h^2 k \\ m''^2_E &= m_{h_{k+1}}^2 + m_{h_{k+2}}^2 + \dots + m_{h_n}^2 = m_h^2 (n - k) \end{aligned} \right\} \quad (1.52)$$

при $m_{h_1} = m_{h_2} = \dots = m_{h_n}$.

Подставив в выражение (1.51) формулы (1.52) и приравняв m к μ , получим

$$\left. \begin{aligned} P'_E &= 1/k \\ P''_E &= 1/(n - k) \end{aligned} \right\}, \quad (1.53)$$

т.е. вес высоты обратно пропорционален числу станций (штативов) от исходной марки до промежуточного репера. Поскольку число станций зависит от длины секции (допустимость плеч), то выражение (1.53) можно записать:

$$\left. \begin{aligned} P_{E'} &= \frac{1}{\sum_1^k L} \\ P_{E''} &= \frac{1}{\sum_{k+1}^n L} \end{aligned} \right\}. \quad (1.54)$$

Из двух значений высоты репера необходимо за окончательное значение принять среднее весовое, полученное по формуле

$$H_E = \frac{H_{E'} P_{E'} + H_{E''} P_{E''}}{P_{E'} + P_{E''}}. \quad (1.55)$$

Вследствие того, что в одиночном нивелирном ходе, опирающемся на исходные реперы или марки, имеется всего одно избыточное измерение, определить с.к.п. нивелирования на 1 км хода не представляется возможным. Для оценки точности используют разности двойных измерений, считая их истинными ошибками

$$m_{1км} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[d^2 / L]}{n}}. \quad (1.56)$$

При равенстве длин секций

$$m_{1км} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[d^2]}{L \cdot n}}; \quad (1.57)$$

$$m_{1км} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[d^2]}{[L]}}. \quad (1.58)$$

5.5. Уравнивание нивелирной сети способом полигонов В.В. Попова

При уравнивании нивелирной сети по методу наименьших квадратов коррелятным способом проф. В.В. Попов предложил, минуя процесс составления условных уравнений, получать нормальные уравнения коррелят и коррелятные уравнения поправок сразу по чертежу сети, назвав свой способ способом полигонов. Этот способ позволяет получить значения поправок в суммарные превышения по ходам, образующим полигон, не со-

ставляя нормальных уравнений коррелат и не вычисляя коррелат. Способ сводится к последовательному распределению невязок в каждом полигоне пропорционально обратным весам отдельных ходов, входящих в полигон. Уравнивание производится непосредственно на чертеже сети.

Возьмем свободную нивелирную сеть, состоящую из трех полигонов (рис. 1.10), и рассмотрим порядок уравнивания:

1. Составить чертеж уравнивания с таблицами невязок и поправок.
2. Вычислить невязки, их допустимость и выписать в таблицы невязок.

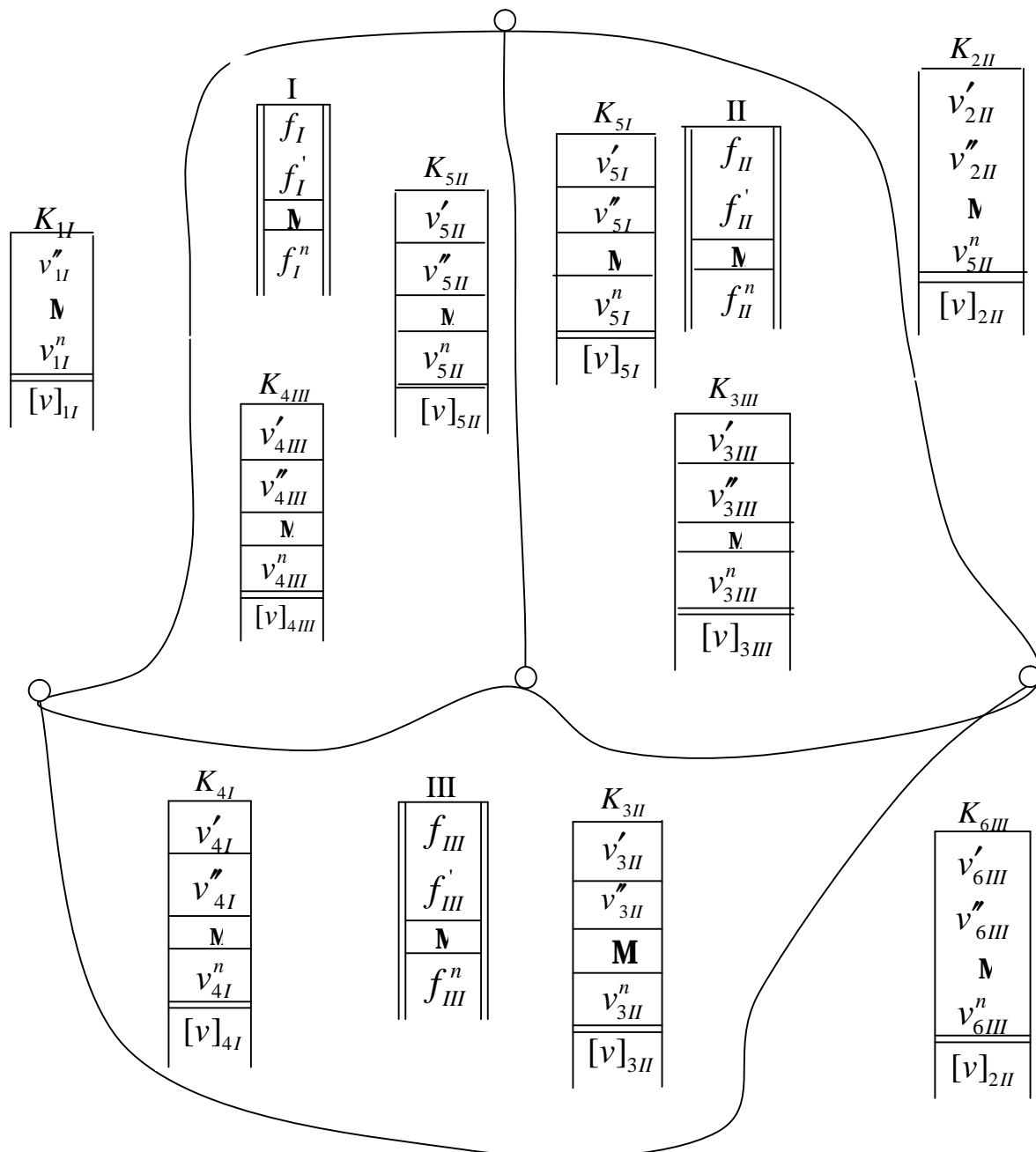


Рис. 1.10. Схема уравнивания превышений по способу В.В. Попова

3. Вычислить красные числа звеньев, записать их над таблицами поправок, размещенных у соответствующего звена за полигоном.

$$\left. \begin{aligned} K_{1I} &= L_1 / P_I \\ K_{5I} &= L_5 / P_I \\ K_{4I} &= L_4 / P_I \end{aligned} \right\}; \quad (1.59)$$

$$P_I = L_1 + L_5 + L_4. \quad (1.60)$$

Суммируя (1.59), получим

$$K_{1I} + K_{5I} + K_{4I} = \frac{L_1 + L_5 + L_4}{P_I} = 1 \quad (1.61)$$

Формула (1.61) является контрольной. Словами она выражается так: «сумма красных чисел по полигону должна быть равна единице». Так же вычисляют красные числа для остальных полигонов.

4. Распределить невязки пропорционально красным числам по звеньям и записать поправки за полигоном в табличках со знаком невязки. Поправки вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} v'_{1I} &= K_{1I} \cdot f_I \\ v'_{5I} &= K_{5I} \cdot f_I \\ v'_{4I} &= K_{4I} \cdot f_I \end{aligned} \right\}. \quad (1.62)$$

Суммируя почленно выражение (1.62), получим

$$[v]_I = [K]_I \cdot f_I. \quad (1.63)$$

Учитывая формулу (1.61), получим

$$[v]_I = f_I. \quad (1.64)$$

Формула (1.64) является контрольной и читается: «сумма поправок по полигону должна быть равна невязке этого же полигона». Поскольку невязка первого полигона распределена, ее необходимо подчеркнуть. Это говорит о том, что она учтена. Далее необходимо распределить невязку второго полигона. Но во второй полигон «пришла» поправка из I полигона через 5 звено. Тогда новая невязка будет

$$f_{II}' = f_{II} + v'_{5I}. \quad (1.65)$$

Поскольку поправку 5 звена учли, ее необходимо подчеркнуть.

Поправки в звенья II полигона вычислим по формулам, аналогичным (1.62)

$$\left. \begin{aligned} v'_{5II} &= f'_{II} \cdot K_{5II} \\ v'_{2II} &= f'_{II} \cdot K_{2II} \\ v'_{3II} &= f'_{II} \cdot K_{3II} \end{aligned} \right\}. \quad (1.66)$$

$$[v']_{II} = f'_{II} \quad (1.67)$$

Так же определим поправки в III полигоне, предварительно учтя поправки I и II полигонов.

$$f'_{III} = f_{III} + v'_{4I} + v'_{3II}. \quad (1.68)$$

Поправки в звенья III полигона вычислим по формулам, аналогичным (1.62) и (1.66)

$$\left. \begin{aligned} v'_{4III} &= f'_{III} \cdot K_{4III} \\ v'_{3III} &= f'_{III} \cdot K_{3III} \\ v'_{6III} &= f'_{III} \cdot K_{6III} \end{aligned} \right\}; \quad (1.69)$$

$$[v']_{III} = f'_{III}. \quad (1.70)$$

На этом заканчивается первое приближение распределения невязок. Но дело в том, что невязка распределена только в III полигоне, а в двух остальных они существуют и образуются поправками с первого приближения.

Приступают к распределению невязок (или вычислению поправки) во втором приближении. Невязка I полигона будет

$$f''_I = v'_{4III} + v'_{5II}. \quad (1.71)$$

Поправки вычисляются аналогично тому, как вычисляли поправки в первом приближении.

$$\left. \begin{aligned} v''_{1I} &= K_{1I} \cdot f''_I \\ v''_{5I} &= K_{5I} \cdot f''_I \\ v''_{4I} &= K_{4I} \cdot f''_I \end{aligned} \right\}; \quad (1.72)$$

$$[v'']_I = f''_I. \quad (1.73)$$

Невязка второго полигона будет

$$f''_{II} = v''_{5I} + v'_{3III}, \quad (1.74)$$

а поправки на звенья

$$\left. \begin{aligned} v_{5II}'' &= f_{II}'' \cdot K_{5II} \\ v_{2II}'' &= f_{II}'' \cdot K_{2II} \\ v_{3II}'' &= f_{II}'' \cdot K_{3II} \end{aligned} \right\}; \quad (1.75)$$

$$[v'']_{II} = f_{II}''. \quad (1.76)$$

Невязка третьего полигона будет

$$f_{III}'' = v_{4I}'' + v_{3II}'', \quad (1.77)$$

а поправки на звенья

$$\left. \begin{aligned} v_{4III}'' &= f_{III}'' \cdot K_{4III} \\ v_{3III}'' &= f_{III}'' \cdot K_{3III} \\ v_{6III}'' &= f_{III}'' \cdot K_{6III} \end{aligned} \right\}; \quad (1.78)$$

$$[v'']_{III} = f_{III}''. \quad (1.79)$$

На этом заканчивается второе приближение.

По аналогии с (1.71), (1.74) и (1.77) в n -приближении невязка I полигона будет

$$f_I^n = v_{4III}^{n-1} + v_{5II}^{n-1}. \quad (1.80)$$

Для II полигона

$$f_{II}^n = v_{5I}^n + v_{3III}^{n-1}. \quad (1.81)$$

Для III полигона

$$f_{III}^n = v_{4I}^n + v_{3II}^n. \quad (1.82)$$

Приближения продолжаются до тех пор, пока невязки в полигонах не будут нулевыми или равными 1 – 2 единицы последнего знака. Если невязки в полигонах будут равны 1 – 2 единицы, их приписывают внешним звеньям.

5. Вычисляют суммарные поправки звеньев. Так, для I звена

$$\left. \begin{aligned} v_{1I} &= -[v]_{1I} \\ v_{5I} &= [v]_{5II} - [v]_{5I} \\ v_{4I} &= [v]_{4III} - [v]_{4I} \end{aligned} \right\}; \quad (1.83)$$

$$[v]_I = -f_I. \quad (1.84)$$

Для II полигона

$$\left. \begin{aligned} v_{2II} &= -[v]_{2II} \\ v_{3II} &= [v]_{3III} - [v]_{3II} \\ v_{5II} &= [v]_{5I} - [v]_{5II} \end{aligned} \right\}; \quad (1.85)$$

$$[v]_{II} = -f_{II}. \quad (1.86)$$

Для III полигона

$$\left. \begin{aligned} v_{6III} &= -[v]_{6III} \\ v_{4III} &= [v]_{4I} - [v]_{4II} \\ v_{3III} &= [v]_{3II} - [v]_{3III} \end{aligned} \right\}; \quad (1.87)$$

$$[v]_{III} = -f_{III}. \quad (1.88)$$

Анализируя (1.83), (1.85) и (1.87), можно вывести такое правило: «суммарная поправка звена равна сумме поправок в табличках звена, причем, если сумма поправок таблички переходит из-за границ полигона в полигон – она меняет знак на обратный». Контрольные формулы (1.84), (1.86) и (1.88) должны соблюдаться.

На этом заканчивается уравнивание превышений по методу полигонов профессора В. В. Попова.

Если имеем дело с несвободной сетью, т.е. сетью, опирающейся на исходные пункты, то количество полигонов будет равно числу замкнутых полигонов плюс число исходных точек без одной (рис. 1.11).

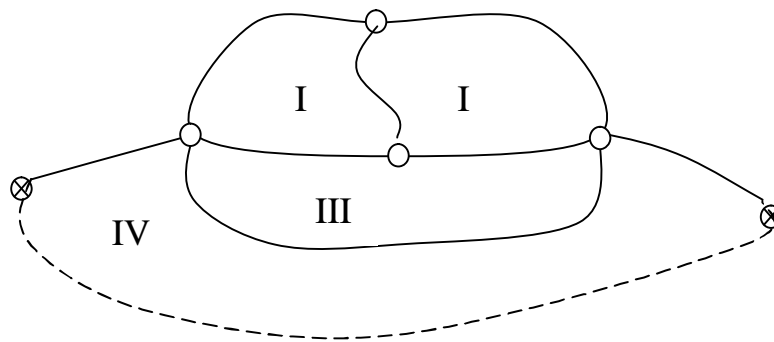


Рис. 1.11. Полигоны в несвободной сети

Когда производят уравнивание углов, то вместо длин звеньев для вычисления красных чисел принимают число углов в звене и в полигоне. Число углов в звене при узловых точках принимают равным половине единицы.

5.5.1. Оценка точности при уравнивании нивелирных сетей способом полигонов

Средняя квадратическая ошибка (СКО) единицы веса вычисляется по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{v^2}{L} \cdot \frac{1}{n}}, \quad (1.89)$$

где v – суммарная поправка звена; L – длина звена; n – число звеньев в сети.

$$m_{км} = \frac{\mu}{\sqrt{c}}, \quad (1.90)$$

где $m_{км}$ – средняя квадратическая ошибка на 1 км хода; c – коэффициент, применяемый при вычислении весов.

$$P_i = \frac{c}{L_i}. \quad (1.91)$$

СКО положения определяемой точки вычисляют по формуле

$$M_i = \frac{\mu}{\sqrt{P_i}}, \quad (1.92)$$

где P_i – вес определяемой точки, который проще всего вычислять по формуле В.П. Козлова:

$$P_i = [P]_i - \frac{P_{iE}^2}{[P]_E} - \frac{P_{iF}^2}{[P]_F} - \dots - \frac{P_{iK}^2}{[P]_K}, \quad (1.93)$$

где $[P]_i$ – сумма весов звеньев, сходящихся в узловой точке i ; P_{iE} , P_{iF} , ..., P_{iK} – веса звеньев, соединяющих узловую точку i с узловыми точками E , F , ..., K ; $[P]_E$, $[P]_F$, ..., $[P]_K$ – суммы весов узловых звеньев, сходящихся в узловых точках E , F , ..., K .

Рассмотрим практическое применение формулы (1.93).

Пусть имеем сеть с узловыми точками A , B , C , D и номерами звеньев 1, 2, 3, ..., 8 (рис. 1.12).

Вес узловой точки A будет

$$P_A = P_7 + P_1 + P_3 + P_6 - \frac{P_1^2}{P_1 + P_2 + P_4} - \frac{P_3^2}{P_2 + P_3 + P_5} - \frac{P_6^2}{P_4 + P_5 + P_6 + P_8}. \quad (1.94)$$

Вес узловой точки B будет

$$P_B = P_1 + P_2 + P_4 - \frac{P_1^2}{P_1 + P_3 + P_6 + P_7} - \frac{P_2^2}{P_3 + P_2 + P_5} - \frac{P_4^2}{P_4 + P_5 + P_6 + P_8}. \quad (1.95)$$

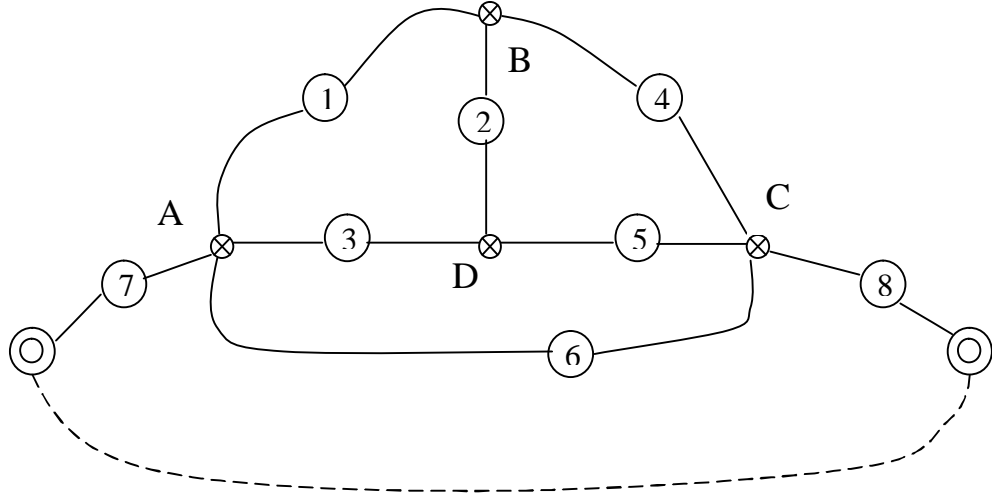


Рис. 1.12. Нивелирная сеть с узловыми точками

Вес узловой точки C будет

$$P_C = P_4 + P_5 + P_6 + P_8 - \frac{P_4^2}{P_1 + P_2 + P_4} - \frac{P_5^2}{P_2 + P_3 + P_5} - \frac{P_6^2}{P_1 + P_3 + P_6 + P_7}. \quad (1.96)$$

Вес узловой точки D будет

$$P_D = P_2 + P_3 + P_5 - \frac{P_2^2}{P_1 + P_2 + P_4} - \frac{P_3^2}{P_1 + P_3 + P_6 + P_7} - \frac{P_5^2}{P_4 + P_5 + P_6 + P_8}. \quad (1.97)$$

5.6. Уравнивание нивелирной сети с одной узловой точкой

Простейшая несвободная нивелирная сеть состоит из трех ходов, образующих одну узловую точку N (рис. 1.13).

Ходы опираются на точки A, B, C с известными отметками H_A, H_B, H_C . В результате измерений получены длины ходов L_1, L_2, L_3 и их превышения h_1, h_2, h_3 .

Определим наиболее надежное значение высоты точки N . По каждому из ходов можно получить самостоятельное значение высоты точки N .

$$\left. \begin{aligned} H_N^1 &= H_A + h_1 \\ H_N^2 &= H_B + h_2 \\ H_N^3 &= H_C + h_3 \end{aligned} \right\}. \quad (1.98)$$

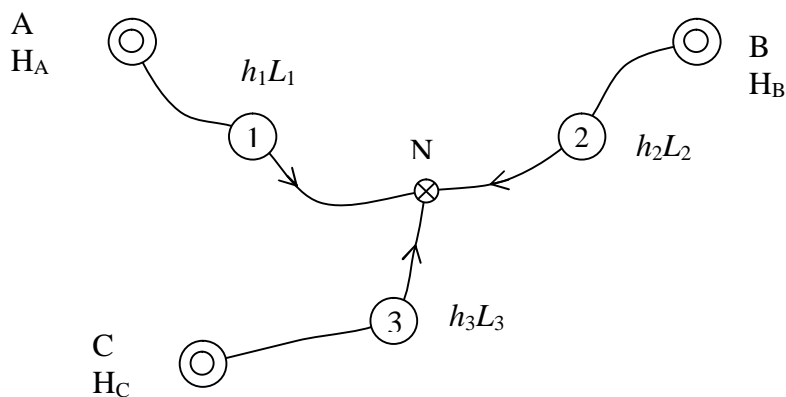


Рис. 1.13. Схема нивелирной сети с узловой точкой

Вследствие различных длин ходов отметки репера, полученные по разным ходам, будут неравноточные. Следовательно, необходимо учесть степень достоинства каждого хода, т.е. в результаты необходимо ввести веса. Веса вычисляются по формуле

$$P_i = \frac{c}{L_i}. \quad (1.99)$$

В формуле (1.99) c – коэффициент пропорциональности. Он выбирается с таким расчетом, чтобы веса для простоты вычислений были близки к 1. Для нашей сети веса вычисленных значений высот узловой точки N соответственно будут

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{c}{L_1} \\ P_2 &= \frac{c}{L_2} \\ P_3 &= \frac{c}{L_3} \end{aligned} \right\}. \quad (1.100)$$

Из трех неравноточных значений вероятнейшее определяется как среднее весовое по формуле

$$H_N = \frac{H_N^1 P_1 + H_N^2 P_2 + H_N^3 P_3}{P_1 + P_2 + P_3}. \quad (1.101)$$

При вычислении по этой формуле удобнее искомой величине придать значение H_0 , тогда формула (1.101) примет вид

$$H_N = H_0 + \frac{[\epsilon p]}{[p]}. \quad (1.102)$$

В формуле (1.102) ϵ – разность между результатом H_i и принятым его приближенным значением H_0 , т.е.

$$\epsilon_i = H_i - H_0. \quad (1.103)$$

Разности между окончательным, вероятнейшим значением H_N и отметками по каждому ходу представляют вероятнейшие поправки (или невязки с обратным знаком)

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= H_N - H_N^1 \\ v_2 &= H_N - H_N^2 \\ v_3 &= H_N - H_N^3 \end{aligned} \right\}. \quad (1.104)$$

Поправки v в каждом ходе распределяют по правилам уравнивания одиночного нивелирного хода.

Так как поправки считаем истинными ошибками, они должны подчиняться закону компенсации, т.е. должно соблюдаться равенство

$$[Pv] = 0. \quad (1.105)$$

При наличии ошибок округления равенство (1.105) будет иметь вид

$$[Pv] \leq \beta [P]. \quad (1.106)$$

В формуле (1.106) β – предельная ошибка округления при вычислении поправок.

Оценка точности полевых измерений производится по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[Pv^2]}{n-k}}, \quad (1.107)$$

где n – число нивелирных ходов; k – число узловых точек; μ – СКО в превышениях по ходу в «с» км.

Средняя квадратическая ошибка (СКО) на 1 км хода будет

$$m_{км} = \frac{\mu}{\sqrt{c}}, \quad (1.108)$$

а надежность СКО единицы веса будет

$$m_{\mu} = \frac{\mu}{\sqrt{2(n-k)}}. \quad (1.109)$$

СКО уравниваемого значения высоты узловой точки будет

$$M_{H_N} = \frac{\mu}{\sqrt{P_{H_N}}}, \quad (1.110)$$

где $P_{H_N} = P_{H_1} + P_{H_2} + P_{H_3} + \dots + P_{H_n}$.

Средняя квадратическая ошибка (СКО) самой ошибки будет

$$m_{M_H} = \frac{m_{\mu}}{\sqrt{P_{H_N}}}. \quad (1.111)$$

5.7. Уравнивание нивелирной сети способом эквивалентной замены

Пусть требуется произвести уравнивание нивелирной сети с двумя узловыми точками, в которой измерены превышения h_1, h_2, \dots, h_5 соответственно по ходам длиной L_1, L_2, \dots, L_5 (рис. 1.14). Отметки марок А, В, С, D известны. Определить отметки вновь создаваемых точек (реперов) Е и F.

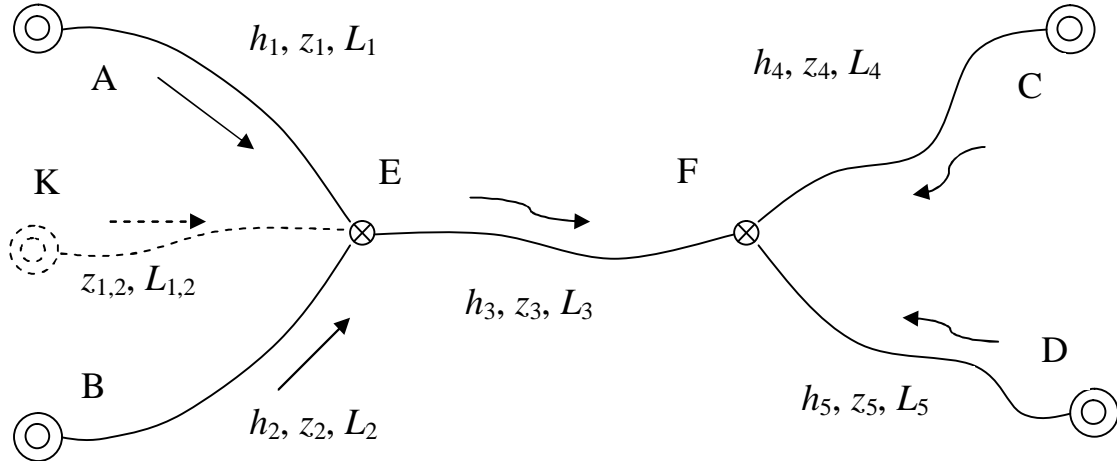


Рис. 1.14. Схема нивелирной сети с двумя узловыми точками

Определим высоту точки E по ходам z_1 и z_2 . Из теории уравнивания нивелирных сетей с одной узловой точкой можем записать

$$H_{1,2}^E = \frac{H_1 P_1 + H_2 P_2}{P_1 + P_2}, \quad (1.112)$$

где $H_1 = H_A + h_1$, $H_2 = H_B + h_2$, $P_1 = c/L_1$, $P_2 = c/L_2$.

Вес высоты точки E , полученной по ходам z_1 и z_2 , будет

$$P_{1,2} = P_1 + P_2. \quad (1.113)$$

Но веса – величины, обратно пропорциональные длинам ходов, т.е.

$$P_{1,2} = \frac{c}{L_{1,2}}, \quad (1.114)$$

где $L_{1,2}$ выражает длину воображаемого нивелирного хода, по которому высота получается с весом $P_{1,2}$.

Длина этого воображаемого хода, который называют эквивалентным (равнозначным), выразится из формулы (1.114):

$$L_{1,2} = \frac{c}{P_{1,2}}. \quad (1.115)$$

Таким образом, эквивалентным называется воображаемый нивелирный ход ($z_{1,2}$), заменяющий два (или несколько) действительных хода; вес

эквивалентного хода равен сумме весов ходов, его составляющих, а высота репера по эквивалентному ходу будет получена с тем же значением и с той же точностью, как и по действительным ходам (z_1 и z_2).

Замена нескольких ходов одним эквивалентным позволяет свести сеть с несколькими узловыми точками к сети с одной узловой точкой, т.е. вместо сети, изображенной ранее, будем иметь сеть на рис. 1.15.

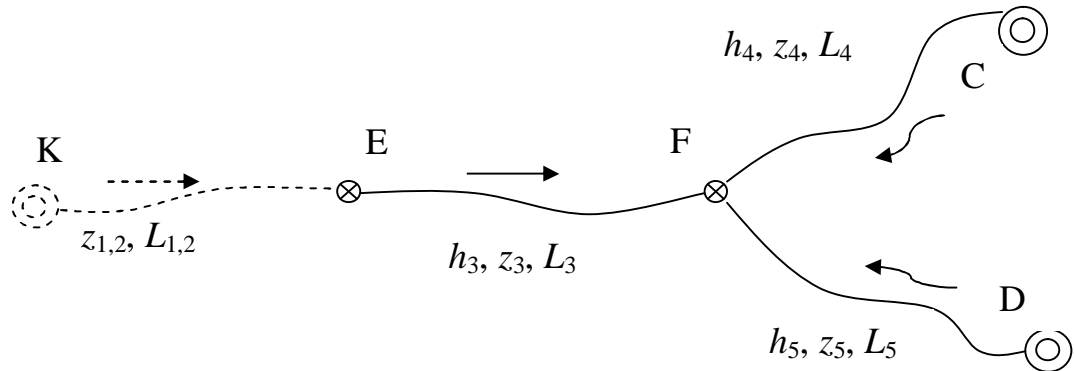


Рис. 1.15. Схема нивелирной сети с одной узловой точкой

$$L_{1,2+3} = L_{1,2} + L_3. \quad (1.116)$$

Таким образом, имеем сеть с одной узловой точкой F , в которой сходятся один сложный ход $z_{1,2+3}$ и два простых z_4 и z_5 . По перечисленным ходам получим значение высоты репера F .

$$\left. \begin{aligned} H_{1,2+3}^F &= H_{1,2} + h_3(\text{с весом}) P_{1,2+3} = \frac{c}{L_{1,2+3}} \\ H_4^F &= H_C + h_4(\text{с весом}) P_4 = \frac{c}{L_4} \\ H_5^F &= H_D + h_5(\text{с весом}) P_5 = \frac{c}{L_5} \end{aligned} \right\}. \quad (1.117)$$

Из трех неравноточных значений отметки репера F , полученных по формулам (1.117), определим наиболее надежное значение как среднее весовое

$$H_F = \frac{H_{1,2+3} P_{1,2+3} + H_4 P_4 + H_5 P_5}{P_{1,2+3} + P_4 + P_5}. \quad (1.118)$$

Полученная по формуле (1.118) отметка точки будет окончательной (уравненной) высотой узловой точки F , т.к. в ее получении участвовали все превышения, полученные по всем пяти ходам.

Поправки в превышения в соответствующие ходы будут

$$\left. \begin{aligned} v_{1,2+3} &= H_F - H_{1,2+3} \\ v_4 &= H_F - H_4 \\ v_5 &= H_F - H_5 \end{aligned} \right\}. \quad (1.119)$$

Поправку $v_{1,2+3}$ распределим на отдельные части по ходам $z_{1,2}$ и z_3 пропорционально длинам линий.

$$\left. \begin{aligned} v_{1,2} &= \frac{v_{1,2+3}}{L_{1,2+3}} L_{1,2} \\ v_3 &= \frac{v_{1,2+3}}{L_{1,2+3}} L_3 \end{aligned} \right\}. \quad (1.120)$$

Для нахождения окончательного значения высоты узловой точки E предварительную высоту этой точки $H_{1,2}^E$ исправим поправкой $v_{1,2}$. Эта поправка представляет собой дополнительное влияние определенных превышений по ходам 3, 4, 5 на величину высоты точки E .

$$H_E = H_{1,2}^E + v_{1,2}. \quad (1.121)$$

Поправки на ходы z_1 и z_2 получим как разности:

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= H_E - H_1 \\ v_2 &= H_E - H_2 \end{aligned} \right\}. \quad (1.122)$$

Найденные поправки контролируем формулами

$$[Pv] = 0 \quad (1.123)$$

или

$$[Pv] = \beta[P]. \quad (1.124)$$

Уравнивание одиночных ходов z_1, z_2, \dots, z_5 , входящих в сеть, производят распределением полученных поправок (невязок с обратным знаком) по правилам уравнивания одиночного хода.

Оценка точности выполняется по формулам (1.107), (1.108), (1.109), (1.110), (1.111), т.е. по формулам оценки точности системы ходов с одной узловой точкой.

При этом необходимо учесть, что вес узловой точки F равен

$$P_F = P_{1,2+3} + P_4 + P_5, \quad (1.125)$$

а вес узловой точки E будет

$$P_E = P_{4,5+3} + P_1 + P_2, \quad (1.126)$$

где $P_{4,5+3} = \frac{c}{L_{4,5+3}}$; $L_{4,5+3} = L_{4,5} + L_3$; $L_{4,5} = \frac{c}{P_{4,5}} = \frac{c}{P_4 + P_5}$.

При сложных сетях с многими узловыми точками и полигонами треугольной или четырехугольной формы способ становится практически неприемлем.

5.8. Уравнивание нивелирной сети способом последовательных приближений

Разработанный проф. В. В. Поповым способ уравнивания, названный им способом узлов, получил большое распространение в варианте с решением составляемых нормальных уравнений способом последовательных приближений. Поэтому этот способ получил название «способ последовательных приближений».

Рассмотрим нивелирную сеть из пяти ходов с двумя узловыми точками E и F , отметки которых необходимо получить, изображенную на рис. 1.16. В соответствии с параметрическим способом метода наименьших квадратов обозначим неизвестные высоты точек E и F через x и y . Для всех пяти ходов сети, направления которых показаны стрелками, составим пять параметрических уравнений поправок.

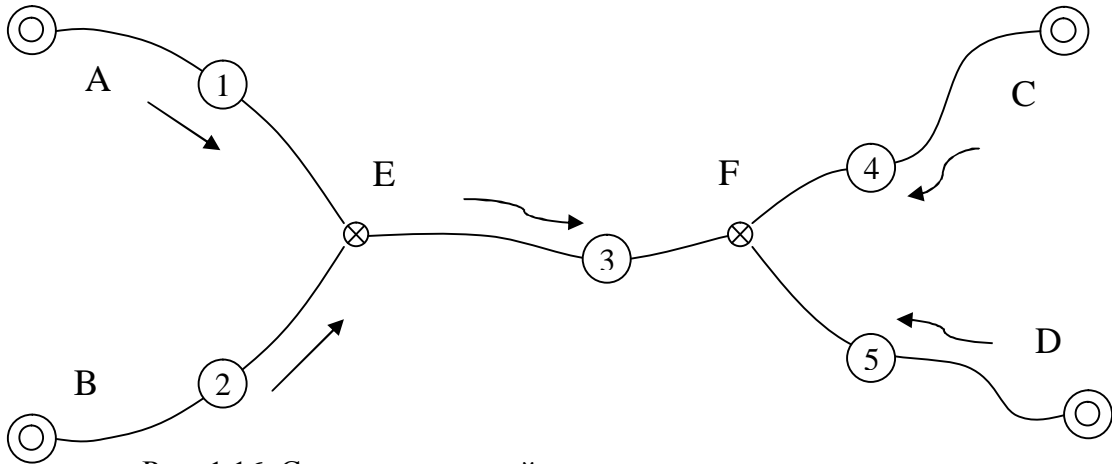


Рис. 1.16. Схема нивелирной сети с узловыми точками

$$\left. \begin{aligned} x - H_A - h_1 &= v_1 \\ x - H_B - h_2 &= v_2 \\ y - x - h_3 &= v_3 \\ y - H_C - h_4 &= v_4 \\ y - H_D - h_5 &= v_5 \end{aligned} \right\} \quad (1.127)$$

Наложим на величины v условие:

$$\left[P v^2 \right] = \min. \quad (1.128)$$

Согласно правилам параметрического способа число нормальных уравнений будет соответствовать числу неизвестных. Нормальные уравнения в свернутом виде запишутся так:

$$\left. \begin{aligned} [pav] &= 0 \\ [pbv] &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (1.129)$$

Учитывая, что в данном случае все коэффициенты уравнений поправок (1.127) равны ± 1 , уравнения (1.129) в развернутом виде запишутся

$$\left. \begin{aligned} P_1v_1 + P_2v_2 - P_3v_3 \\ P_3v_3 + P_4v_4 + P_5v_5 \end{aligned} \right\}. \quad (1.130)$$

Рассматривая уравнения (1.130), можно заметить, что в первом уравнении величины поправок v берутся только для тех ходов, которые начинаются или оканчиваются в узловой точке E , а во втором – которые начинаются или оканчиваются в точке F . Тогда уравнение (1.130) в свернутом виде можно записать так:

$$\left. \begin{aligned} [Pv]_E &= 0 \\ [Pv]_F &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (1.131)$$

Уравнения (1.131) показывают, что неизвестные определены из весовой арифметической середины, так как по теории ошибок алгебраическая сумма произведений поправок v , являющихся разностью между значением, полученным по формуле весового среднего, и каждым вычисленным, на соответствующие веса равна нулю при любом числе измерений.

Следовательно, можно записать:

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{P_1(H_A + h_1) + P_2(H_B + h_2) + P_3(y - h_3)}{P_1 + P_2 + P_3} \\ y &= \frac{P_3(x + h_3) + P_4(H_C + h_4) + P_5(H_D + h_5)}{P_3 + P_4 + P_5} \end{aligned} \right\}. \quad (1.132)$$

По формулам (1.132) непосредственно неизвестные получить нельзя, так как они входят и в левую, и в правую части равенств. Однако эти формулы можно использовать для вычисления приближенных значений неизвестных. В этом случае отметка точки E в первом приближении, полагая, что $H'_F = 0$ и не учитывая в знаменателе P_3 , будет

$$H'_E = \frac{P_1(H_A + h_1) + P_2(H_B + h_2)}{P_1 + P_2}. \quad (1.133)$$

Первое приближение отметки точки F определится формулой с учетом первого приближения отметки H'_E , т.е.

$$H'_F = \frac{P_3(H'_E + h_3) + P_4(H_C + h_4) + P_5(H_D + h_5)}{P_3 + P_4 + P_5}. \quad (1.134)$$

Второе приближение отметок точек E и F находят из выражений

$$H''_E = \frac{P_1(H_A + h_1) + P_2(H_B + h_2) + P_3(H'_E - h_3)}{P_1 + P_2 + P_3}; \quad (1.135)$$

$$H''_F = \frac{P_3(H''_E + h_3) + P_4(H_C + h_4) + P_5(H_D + h_5)}{P_3 + P_4 + P_5}. \quad (1.136)$$

При оценке точности веса находят или так, как в способе эквивалентной замены, или по приближенным формулам В.П. Козлова, которые могут давать отклонения в сложных сетях до 20 % по сравнению с весами, полученными по способу наименьших квадратов.

УЭ-Л. Лабораторные работы

Л.1. Поверки нивелиров и реек, их исследование

Приборы и принадлежности: нивелиры НЗКЛ, НЗ, рейки трехметровые сплошные, контрольный метр.

Литература: [3, с 41 – 48, 5, 26].

Задание:

1. Ознакомиться с приборами и правилами обращения с ними.
2. Выполнить поверки и юстировки нивелиров и реек.
3. Выполнить исследование нивелиров.
4. Выполнить исследование реек.

В результате выполнения задания студент представляет отчет.

Отчет должен содержать:

1. Технические характеристики нивелиров.
2. Поверки и юстировки нивелиров:

- 2.1. Поверка и юстировка установочного уровня.
- 2.2. Поверка установки сетки нитей.
- 2.3. Поверка и юстировка положения визирной линии.
- 2.4. Поверка и юстировка установки уровней реек.
- 2.5. Определение стрелки прогиба рейки.
3. Исследование нивелиров.
- 3.1. Определение коэффициента дальномера нивелира.
- 3.2. Определение асимметрии нитей нивелира.
- 3.3. Определение коэффициента увеличения нивелира.
4. Исследование реек.
- 4.1. Ошибки дециметровых делений.
- 4.2. Определение средней длины одного метра рейки.
- 4.3. Определение разности высот нулей реек.

Л.2. Уравнивание одиночного нивелирного хода III класса

Приборы и принадлежности: калькуляторы, компьютер.

Литература: 3, с. 60 – 64, 5, 27.

Задание. Выполнить обработку результатов нивелирного хода III класса, проложенного между марками стенных реперов II класса, отметки которых известны.

Схематический чертеж хода приведен на рис. 1.17, где показанные цифры соответствуют длинам секций (L) в километрах. Для получения данных своего варианта длины секций следует изменить согласно указаниям преподавателя.

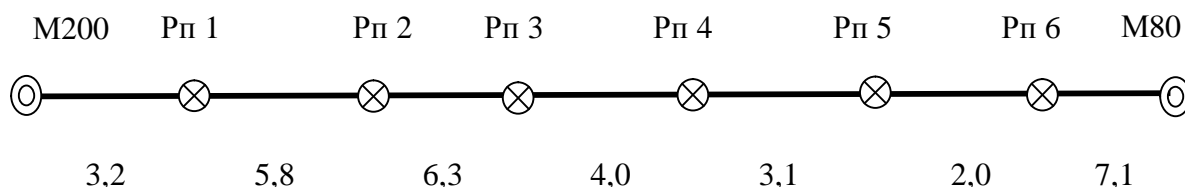


Рис. 1.17. Схема хода

В табл. 1.6 приведены величины измеренных превышений, в табл. 1.7 – отметки исходных пунктов по вариантам.

Таблица 1.6

Измеренные превышения

Номер секции	Превышение прямое $h_{пр}$, м	Превышение обратное $h_{обр}$, м
1	+16,311	-16,322
2	+14,213	-14,200
3	+10,911	-10,921
4	$+3,185+0,001 \cdot N$	-3,196
5	+0,715	$-0,701-0,001 \cdot N$
6	+0,916	-0,906
7	-2,593	+2,593

Таблица 1.7

Отметки исходных пунктов по вариантам, м

№ варианта	H_{M200}	H_{M80}	№ варианта	H_{M200}	H_{M80}
1	138,615	182,214	11	138,561	182,156
2	140,236	183,838	12	144,215	187,807
3	150,604	194,218	13	146,301	189,910
4	139,952	182,157	14	189,250	232,840
5	145,212	188,825	15	178,635	222,250
6	123,356	166,960	16	200,120	243,741
7	128,652	172,248	17	201,325	244,915
8	148,200	181,811	18	199,503	243,124
9	125,326	168,945	19	198,646	242,274
10	144,201	187,799	20	155,556	199,156

**Л.3. Уравнивание нивелирной сети III или IV класса
способом полигонов**

Приборы и принадлежности: калькуляторы, компьютер.

Литература: [3, с. 82 – 86, 5, 27].

Задание. Выполнить уравнивание превышений и вычисление отметок реперов нивелирной сети (рис. 1.18) способом полигонов проф. В.В. Попова.

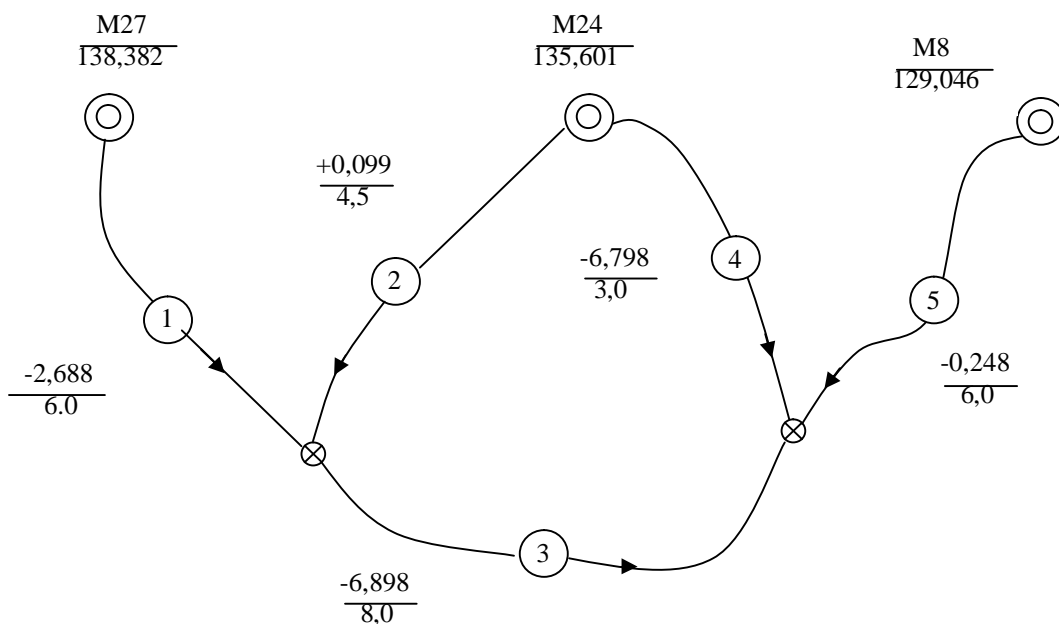


Рис. 1.18. Схема нивелирной сети

На рис. 1.18 показанные цифры в виде дроби соответствуют в числителе превышениям в метрах, а в знаменателе – длинам секций (L) в километрах. Для получения данных своего варианта длины секций и превышения следует изменить согласно указаниям преподавателя.

В результате выполнения задания студент представляет:

1. Схематичный чертеж полигонов с табличками невязок и поправок, вычисляемых при распределении невязок.
2. Вычисление уравненных отметок узловых реперов с их оценкой точности.

Л.4. Уравнивание нивелирной сети III или IV класса способом эквивалентной замены

Приборы и принадлежности: калькуляторы, компьютер.

Литература: 3, с. 70 – 77, 5, 27.

Задание. Выполнить уравнивание превышений и вычисление отметок реперов нивелирной сети (рис. 1.19) способом эквивалентной замены.

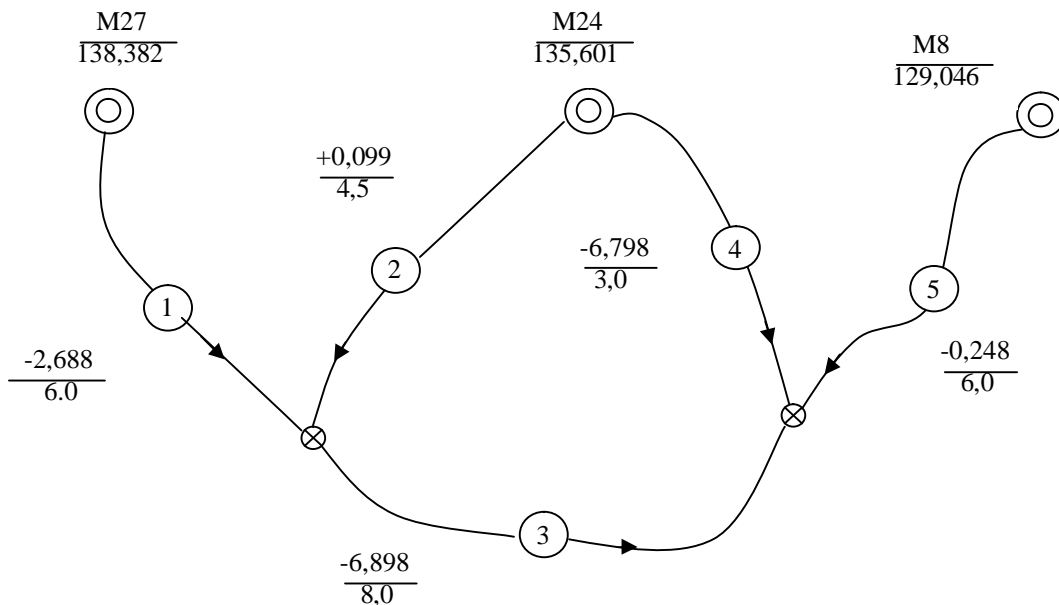


Рис. 1.19. Схема нивелирной сети

На рис. 1.19 показанные цифры в виде дроби соответствуют в числителе превышениям в метрах, а в знаменателе – длинам секций (L) в километрах. Для получения данных своего варианта длины секций и превышения следует изменить согласно указаниям преподавателя.

В результате выполнения задания студент представляет:

1. Ведомость сравнения вычисленных невязок по полигонам с их допустимыми значениями.
2. Схему эквивалентных ходов.
3. Ведомость уравнивания превышений и вычисления узловых реперов нивелирной сети с их оценкой точности.

Л.5. Уравнивание нивелирной сети III или IV класса способом приближений

Приборы и принадлежности: калькуляторы, компьютер.

Литература: 3, с. 77 – 82, 5, 27.

Задание. Выполнить уравнивание превышений и вычисление отметок реперов нивелирной сети (рис. 1.20) способом приближений.

На рис. 1.20 показанные цифры в виде дроби соответствуют в числителе превышениям в метрах, а в знаменателе – длинам секций (L) в километрах. Для получения данных своего варианта длины секций и превышения следует изменить согласно указаниям преподавателя.

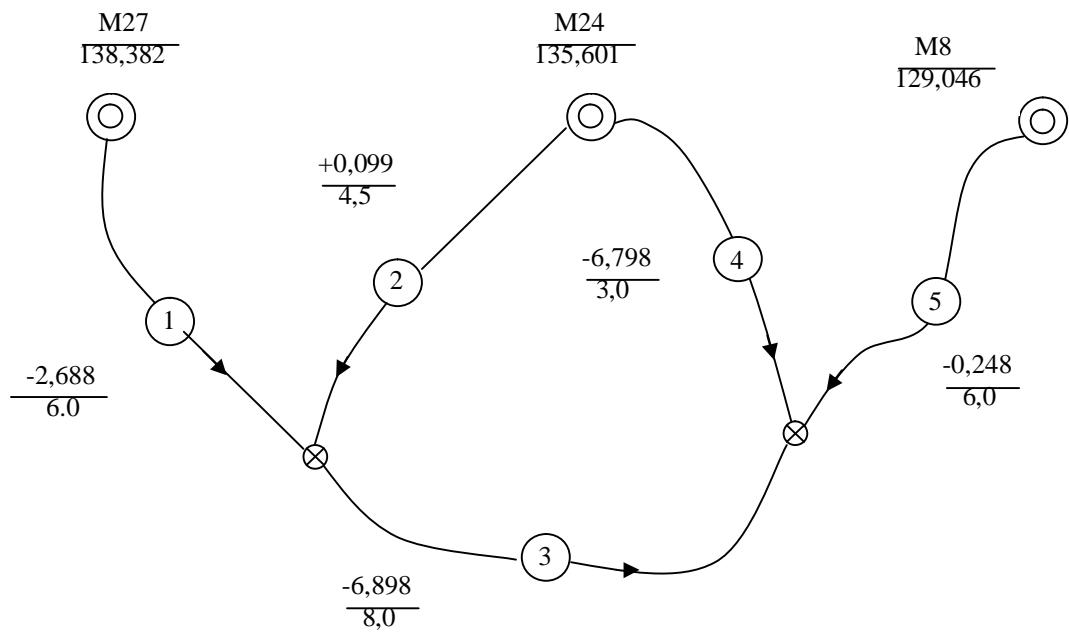


Рис. 1.20. Схема нивелирной сети

В результате выполнения задания студент представляет:

1. Ведомость уравнивания превышений и вычисления узловых реперов нивелирной сети с их оценкой точности.
2. Вывод о результатах уравнивания нивелирной сети тремя способами.

МОДУЛЬ 2

ПОЛИГОНОМЕТРИЯ

Дидактические цели модуля 2

Студент должен знать:	Студент должен уметь:
<ul style="list-style-type: none">– назначение и структуру государственной геодезической сети (ГГС) и сетей сгущения;– принципы и методы построения государственных геодезических сетей, сетей сгущения и съемочного обоснования;– принципы построения геодезических высотных сетей;– характеристики точности геодезических измерений;– способы уравнивания сетей.	<ul style="list-style-type: none">– анализировать и выбирать класс или разряд полигонометрии в зависимости от решаемой задачи;– проектировать плановую сеть;– рассчитывать точность и допустимую невязку в полигонометрических ходах;– рекомендовать приборы и методики измерений в плановых сетях.

Учебно-информационный блок модуля 2

Тема занятия	Тип занятия	Вид (форма) занятия
Полигонометрия		
УЭ-1. Общие сведения о геодезических сетях: <ul style="list-style-type: none">– государственная геодезическая сеть;– государственная геодезическая сеть Республики Беларусь;– реконструкция городских геодезических сетей.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа
УЭ-2. Действие ошибок угловых и линейных измерений в полигонометрии: <ul style="list-style-type: none">– основные показатели полигонометрии;– действие ошибок в полигонометрии;– продольные и поперечные ошибки полигонометрического хода;– средняя квадратическая ошибка положения конечной точки полигонометрического хода;– ослабление влияния угловых и линейных ошибок;– критерии степени изогнутости хода;– расчет точности полигонометрического хода.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа

<p>УЭ-3. Угловые измерения: – теодолиты; – источники ошибок при измерении углов; – измерение углов в полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов.</p>	<p>Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция Самост. работа</p>
<p>УЭ-4. Линейные измерения: – параллактическая полигонометрия; – измерение линий короткобазисным параллактическим методом; – светодальномерная полигонометрия; – измерение линий инварными проволоками.</p>	<p>Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция Самост. работа</p>
<p>УЭ-5. Привязочные работы в полигонометрии: – значение и виды привязок; – передача координат с недоступного пункта; – прямая засечка; – обратная засечка.</p>	<p>Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция Самост. работа</p>
<p>УЭ-6. Уравнительные вычисления в полигонометрии: – постановка задачи; – уравнивание полигонометрических ходов коррелятным способом; – уравнивание полигонометрического хода вытянутой формы; – общие положения уравнивания полигонометрических сетей; – автоматизация уравнительных вычислений.</p>		<p>Лекция Самост. работа</p>
<p>УЭ-Л. Лабораторные работы</p>		<p>Лабораторные занятия</p>

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

УЭ-1. Общие сведения о геодезической сети

Геодезическая сеть представляет собой совокупность закрепленных на местности пунктов, для которых в единой системе определены координаты и высоты.

Основной принцип построения геодезической сети – от общего к частному. Он заключается в том, что вначале с высокой точностью определяется взаимное положение сравнительно небольшого числа пунктов, расположенных на большой территории. Затем, используя эти пункты, переходят к построению более густой сети меньшей точности.

Такой метод позволяет быстро распространить единую координатную систему на большие расстояния, производить съемку местности одновременно в разных местах, обеспечивает надежный контроль работ и равномерное распределение ошибок по всей территории.

Геодезические сети могут быть плановыми, высотными или одновременно теми и другими.

Плановая сеть устанавливает взаимное положение точек на плоскости или на поверхности земного сфероида. Создается она методами триангуляции, полигонометрии, трилатерации и GPS [8].

При методе *триангуляции* в треугольниках измеряют все углы и минимум две стороны на разных концах сети (вторая сторона для контроля). Остальные стороны вычисляют, используя теорему синусов. Для вычисления координат всех точек надо знать координаты хотя бы одной точки и дирекционный угол одной линии. Метод триангуляции (от лат. *triangulum* – треугольник) был предложен голландским ученым Снеллиусом предположительно в 1610 г.

Метод *полигонометрии* заключается в построении сети ходов, в которых измеряются все углы и стороны. Полигонометрические ходы отличаются от теодолитных более высокой точностью измерений.

Метод *трилатерации* (от лат. *trilaterus* – трехсторонний) отличается от триангуляции тем, что в треугольниках измеряются не углы, а стороны. Для измерения сторон обычно используют электронные дальнометры. Углы вычисляются по измеренным сторонам, например, по теореме косинусов.

В последнее время благодаря бурному развитию космической геодезии появилась возможность определять координаты пунктов и длины линий по наблюдениям искусственных спутников Земли, так называемым

GPS-методом. GPS (*Global Positioning System*) в переводе с английского – система глобального позиционирования. Имеет параллельное название – NAVSTAR (*NAVigation Satellite Timing And Ranging*) [8]. Запуск спутников первого блока начат в 1978 г. Эксплуатационная готовность объявлена в начале 1995 г.

Параллельно с американской GPS в России развивается система ГЛОНАСС (*ГЛОбальная НАвигационная Спутниковая Система*). Разработки начаты в середине 70-х годов. В 1982 г. выведены первые ее спутники серии КОСМОС. В сентябре 1993 г. официально принята в эксплуатацию. В марте 1995 г. правительство Российской Федерации открыло систему для гражданского применения.

Задача определения координат пунктов GPS-методом в принципе решается следующим образом. Запускаются специальные искусственные спутники Земли на высоту 19100 км (спутник ГЛОНАСС) и 20150 км (спутник GPS) с траекториями в разных плоскостях с таким расчетом, чтобы из любой точки земной поверхности одновременно наблюдалось несколько спутников.

На спутниках устанавливаются передатчики электромагнитных колебаний и атомные часы. За спутниками ведется постоянное наблюдение с опорных пунктов.

Если в какой-то момент времени t одновременно измерить расстояние до спутника от нескольких опорных пунктов, то, решив пространственную засечку, можно определить для этого момента времени пространственные координаты спутника. В результате для любого момента времени координаты спутников будут известными.

Для определения координат создаваемого пункта на земной поверхности устанавливают на нем приемник электромагнитных колебаний, с помощью которого одновременно измеряют расстояния до нескольких спутников.

Зная координаты спутников для данного момента времени и расстояния до них, вычисляют координаты определяемого пункта. Затем от пространственных координат в мировой системе WGS-84 переходят к системе координат, принятой в данном государстве.

Высотная геодезическая сеть создана для распространения по всей территории страны единой системы высот. За начало высот принят средний уровень Балтийского моря, отмеченный горизонтальной чертой на металлической пластине, укрепленной в устой моста через обводной канал в Кронштадте. Высотная сеть создается методами геометрического, тригонометрического и барометрического нивелирования.

Геодезические сети подразделяются на 3 вида:

1. Государственная геодезическая сеть.
2. Геодезические сети сгущения.
3. Съёмочные сети.

1.1. Государственная геодезическая сеть

Государственной геодезической сетью (ГГС) называют сеть закрепленных точек земной поверхности, обеспечивающую распространение координат на территорию государства и являющуюся исходной для создания других геодезических сетей.

ГГС является главной геодезической основой топографических съемок всех масштабов [10].

Геодезическая основа Республики Беларусь реализована в виде государственной геодезической сети (ГГС), ранее созданной на территории бывшего СССР.

Государственная (опорная) геодезическая сеть СССР подразделялась на:

- а) сети триангуляции, полигонометрии и трилатерации 1, 2, 3 и 4 классов;
- б) нивелирные сети I, II, III, IV классов.

Триангуляция I класса строилась в виде системы замкнутых полигонов периметром 800 – 1000 км. Полигоны образовывались триангуляционными рядами, которые стремились разместить в направлении меридианов и параллелей. Длина звена около 200 км.

В местах пересечения звеньев измеряли базисные стороны или строили базисные сети для определения длины выходной стороны. На обоих концах базисных сторон определяли астрономические широты, долготы и азимуты.

В закрытых, залесенных районах звенья триангуляции могли заменяться звеньями полигонометрии I класса.

Триангуляция 2 класса строилась в виде сплошных сетей треугольников, заполняющих полигоны триангуляции I класса.

Триангуляция 3 и 4 классов является дальнейшим сгущением государственной геодезической сети для целей крупномасштабного картографирования и обоснования строительства. Схема построения триангуляции показана на рис. 2.1.

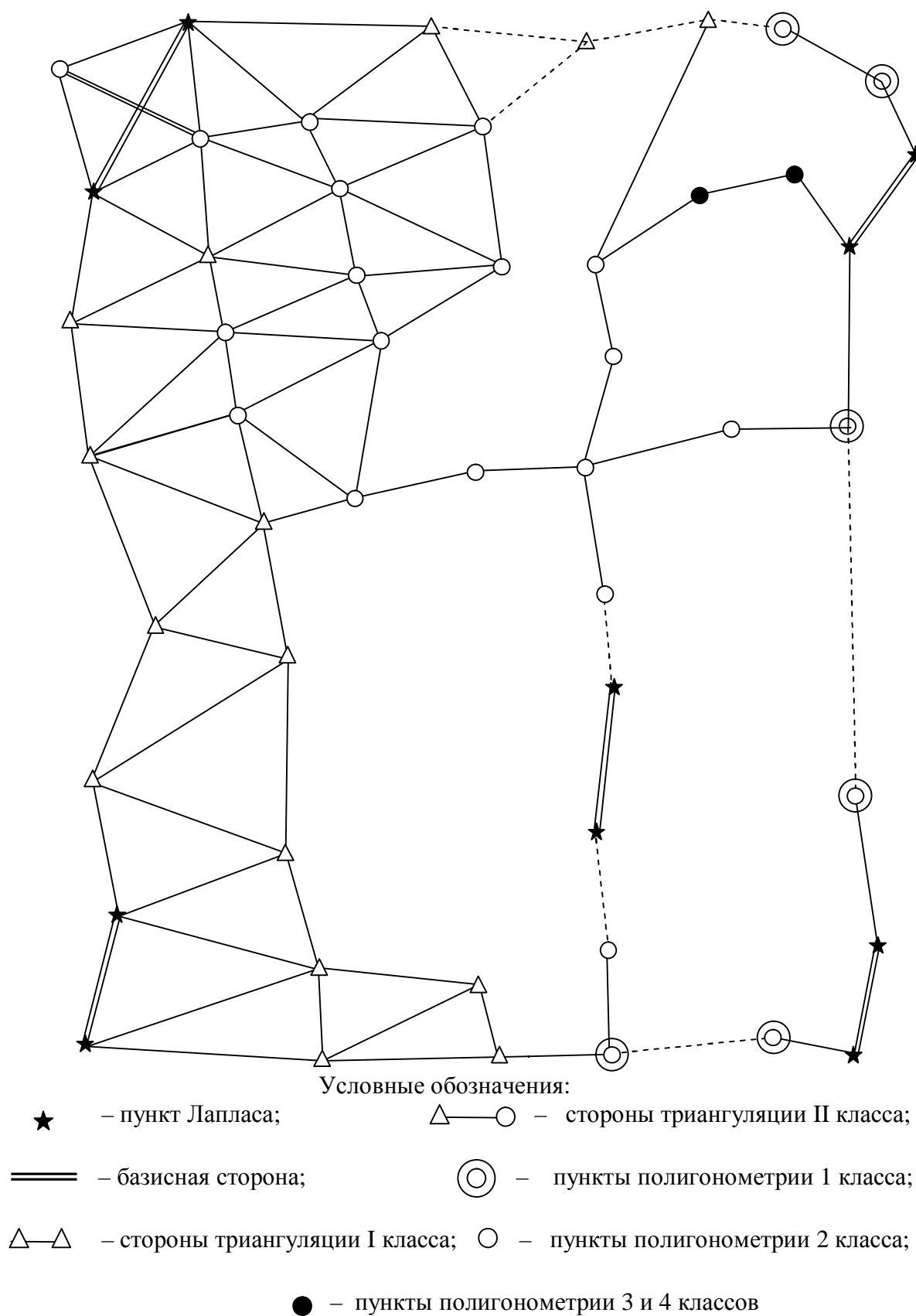


Рис. 2.1. Схема построения Государственной плановой геодезической основы

Государственная полигонометрия I класса строится в виде ходов, заменяющих ряд триангуляции I класса.

Полигонометрические сети 2 класса строятся по особо разработанной программе.

При построении сетей 3 и 4 класса прокладывают системы полигонометрических ходов или одиночные ходы, опирающиеся на пункты высшего класса. В ходу допускается не более двух точек поворота.

Достоинство полигонометрии – простота геометрического построения сетей и большая гибкость, экономия в затратах труда. Недостатки – слабый контроль угловых и линейных измерений, менее равномерная плотность сети по сравнению с триангуляцией.

Основные характеристики плановой государственной сети – S – длина сторон, m_{β} – средняя квадратическая ошибка измерения угла, $f_{\beta\text{дон}}$ – допустимая угловая невязка и $m_S:S$ – относительная средняя квадратическая ошибка измерения сторон – приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Основные характеристики плановой государственной сети

Класс	Триангуляция				Полигонометрия		Трилатерация
	S , км	m_{β} , "	$f_{\beta\text{дон}}$, "	$m_S:S$	m_{β} , "	$m_S:S$	$m_S:S$
1	≥ 20	0,7	3	1:400000	0,4	1:300000	–
2	7 – 20	1,0	4	1:300000	1,0	1:250000	–
3	5 – 8	1,5	6	1:200000	1,5	1:200000	1:100000
4	2 – 5	2,0	6	1:200000	2,0	1:150000	I: 40000

В целях долговременной сохранности сетей их пункты закрепляют на местности особо надежными сооружениями – центрами.

В зависимости от природно-климатических условий применяют различные типы центров. В районах неглубокого промерзания грунта (1,5 м) применяют центр из трех бетонных монолитов (рис. 2.2). Верхняя марка закладки монолитов находится на глубине 50 см от поверхности. Нижний монолит закладывается на 50 см ниже промерзания грунта. Над центром устанавливается опознавательный бетонный столб.

Для удобства привязки на всех пунктах государственной геодезической сети устанавливается по два ориентирных пункта на расстоянии 500 – 1000 м от пункта ГГС. На ориентирном пункте закладывается в землю бетонный монолит с маркой, а сверху устанавливается деревянный или бетонный опознавательный столб.

Над центрами пунктов сооружают наружные знаки (рис. 2.3), которые служат визирными целями при измерении углов и линий (туры, пирамиды, простые сигналы, сложные сигналы).

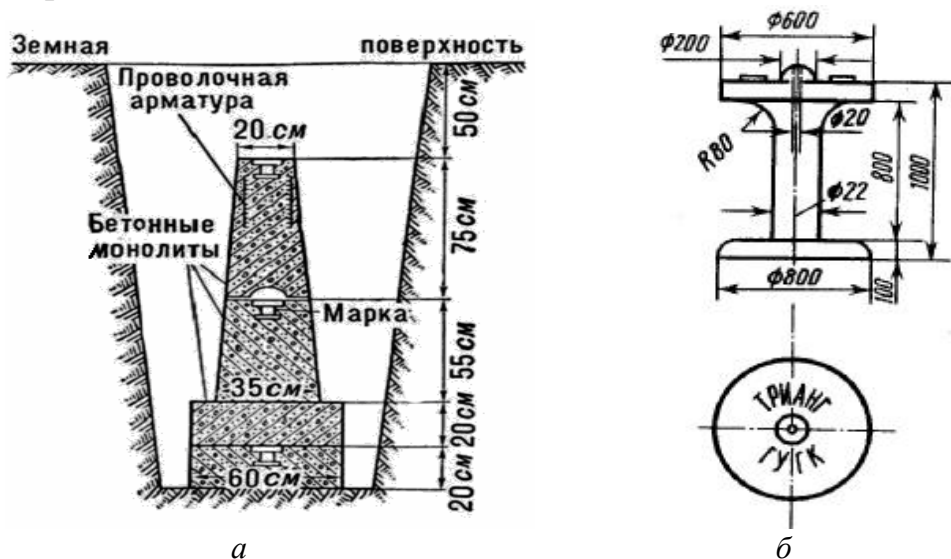


Рис. 2.2. Закрепление на местности пунктов государственной геодезической основы:

a – центр для закрепления пунктов триангуляции; *б* – чугунная марка

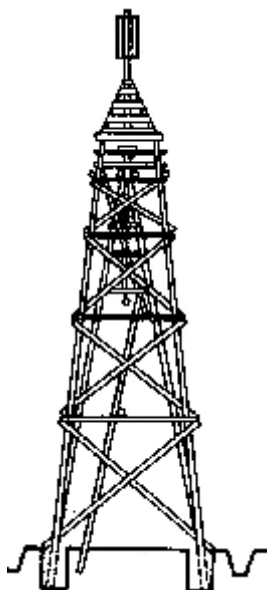


Рис. 2.3. Геодезический сигнал

Для каждого пункта сети определяется его высота методом геометрического или тригонометрического нивелирования.

Государственная нивелирная сеть является главной высотной основой для решения научных и инженерно-технических задач. Строится по методу геометрического нивелирования.

Сети I и II класса обеспечивают единую систему высот на территории всей страны, а также используются для научных целей. Сети III и IV класса служат для обеспечения топографических съемок и решения инженерных задач. Нивелирные ходы I и II класса через каждые 50 – 60 км закрепляются фундаментальными реперами. Ходы всех классов через 5 – 7 км закрепляются рядовыми реперами и марками.

Предельные невязки в превышениях нивелирных ходов рассмотрены в модуле 1.

Рассмотренная ГГС строилась по единой программе на территории всего Советского Союза в течение многих десятилетий. Она включала около 164 тыс. пунктов 1 и 2 классов. На территории Белоруссии таких пунктов было около 2,5 тыс.

Плановые сети в течение многих лет не обновлялись. По своему состоянию и точности они уже не отвечают современным требованиям. Поэтому в России и Республике Беларусь разработаны программы модернизации ГГС на основе спутниковых методов определения координат. Основные положения построения современной ГГС РБ изложены ниже.

1.2. Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь

Государственная геодезическая сеть (ГГС) представляет собой сеть закрепленных точек земной поверхности, относящейся к территории Республики Беларусь (далее – земная поверхность), положение которых определено в общих для них системах координат.

ГГС предназначена:

- для распространения единых установленных систем координат на территории Республики Беларусь;
- для геодезического обеспечения картографирования территории Республики Беларусь;
- для геодезического обеспечения изучения земельных ресурсов и землепользования, создания кадастров, строительства, разведки и освоения природных ресурсов Республики Беларусь;
- для обеспечения исходными геодезическими данными средств наземной и аэрокосмической навигации, аэрокосмического мониторинга природной и техногенной сред Республики Беларусь;
- для изучения поверхности и гравитационного поля Земли и их изменений во времени;
- для изучения геодинамических явлений.

ГГС является носителем геодезической системы координат и высот Республики Беларусь. Началом единого отсчета плановых координат служит центр круглого зала Пулковской обсерватории в Санкт-Петербурге. При производстве геодезических и картографических работ государственного назначения на территории Республики Беларусь применяется единая система геодезических координат 1942 года и Балтийская система высот 1977 года. Для вычисления геодезических координат принимаются размеры референц-эллипсоида Ф.Н. Красовского со следующими параметрами: большая полуось – 6378245,000 метра, малая полуось – 6356863,019 метра и сжатие – 1:298,3 [21].

Создание, развитие и поддержание в рабочем состоянии ГГС обеспечивает Комитет по земельным ресурсам, геодезии и картографии при Совете Министров Республики Беларусь.

В соответствии со ст. 18 Закона Республики Беларусь «О геодезической и картографической деятельности» [24] пункты государственных геодезических сетей (астрономо-геодезические, геодезические, нивелирные и гравиметрические), наземные знаки и центры этих пунктов относятся к республиканской собственности и находятся под охраной государства. Снос наружных знаков или перезакладка центров геодезических пунктов производятся только с разрешения республиканского органа государственного управления по геодезии и картографии.

Юридические и физические лица при выполнении геодезических и картографических работ обязаны обеспечивать сохранность геодезических пунктов.

Согласно п. 2 [24] земельные участки, на которых расположены геодезические пункты, и полоса земли шириной 1 метр вдоль границ геодезических пунктов являются охранными зонами этих пунктов. Границами геодезических пунктов являются внешние края опознавательных канав, ограды, а при их отсутствии – основания наружных знаков.

В охранных зонах геодезических пунктов запрещается:

- производить без разрешения органов государственного геодезического надзора работы, которые могут повредить геодезические пункты;
- складировать корма, материалы и удобрения, устраивать свалки, разводить огонь, скирдовать сено и солому, размещать штабеля леса и торфа.

ГГС состоит из взаимосвязанных геодезических сетей различных классов точности, создаваемых по принципу от общего к частному.

ГГС включает:

- фундаментальную астрономо-геодезическую сеть (ФАГС);

- высокоточную геодезическую сеть (ВГС);
- спутниковую геодезическую сеть 1-го класса (СГС-1);
- геодезические сети сгущения (ГСС).

Плотность пунктов ГГС должна составлять не менее одного пункта на 30 км² земной поверхности.

В основу создания ГГС РБ положен принцип сохранения единства геодезических сетей Беларуси и России (рис. 2.4)

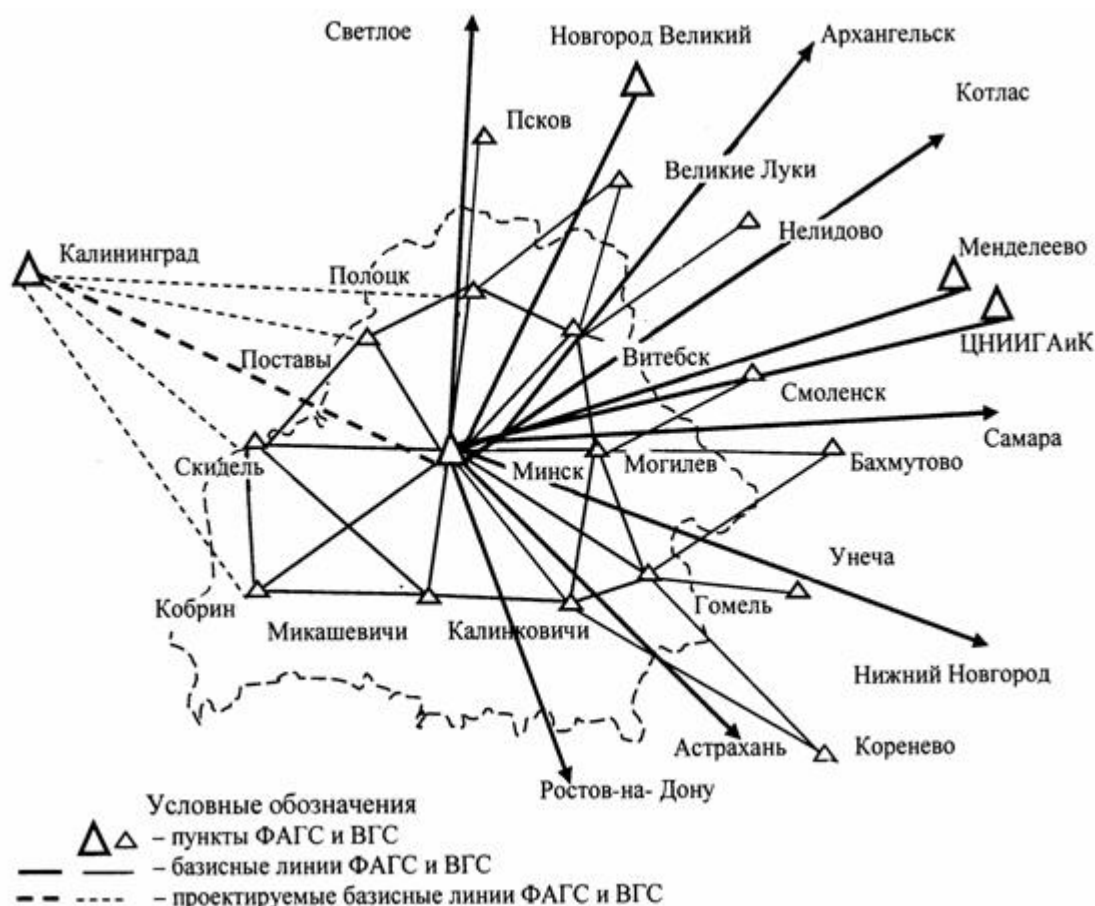


Рис. 2.4. Схема связи государственной геодезической сети в Беларуси и России

На первом этапе развития и модернизации ГГС в течение 2000 г. создан один пункт фундаментальной астрономо-геодезической сети «Минск». Он связан геодезическими измерениями с аналогичными по точности определения координат геодезическими пунктами на территории Российской Федерации и других сопредельных государств.

Согласно основным положениям ГГС Республики Беларусь [11] пункт ФАГС должен иметь:

- основной центр;
- не менее четырех рабочих центров;
- не менее четырех контрольных центров.

Расстояние между основным и каждым из рабочих центров пункта ФАГС, между основным и каждым из контрольных центров пункта ФАГС не должно превышать 20 км.

В качестве рабочих и контрольных центров пункта ФАГС рекомендуется использовать вековые и фундаментальные нивелирные реперы.

Основной, рабочие и контрольные центры пункта ФАГС должны быть объединены в локальную геодезическую сеть.

Пункт ФАГС должен быть совмещен или расположен на расстоянии 10 – 15 км от пункта фундаментальной гравиметрической сети (ФГрС). При невозможности совмещения с пунктом ФГрС основной центр пункта ФАГС должен размещаться на расстоянии 10 – 15 км от пункта ФГрС.

Контроль положения основного центра пункта ФАГС относительно его рабочих и контрольных центров должен осуществляться не менее одного раза в три года. Допустимое пространственное смещение основного центра относительно его рабочих и контрольных центров не должно превышать ± 3 мм.

Пространственное положение пункта ФАГС относительно геодезических пунктов других государств должно определяться в установленной системе координат с периодичностью не менее пять лет.

Средняя квадратическая погрешность взаимного положения пункта ФАГС относительно геодезических пунктов других государств не должна превышать ± 2 см по каждой из плановых компонент и ± 3 см – по высотной компоненте с учетом скоростей их изменения во времени.

Пункт ФАГС должен иметь связь не менее чем с четырьмя пунктами АГС. Связь должна устанавливаться относительными методами космической геодезии со средней квадратической погрешностью, не превышающей ± 2 см по каждой из плановых компонент и ± 3 см – по высотной компоненте.

На пункте ФАГС должно выполняться определение нормальных высот нивелированием не ниже II класса точности. Периодичность определений не должна превышать 5 лет.

На одном из рабочих центров пункта ФАГС, как правило, оборудуют постоянно действующую спутниковую станцию.

ФАГС уравнена в системе координат WGS-84, ошибка взаимного положения пунктов составляет не более 0,5 см по каждой из плановых координат и 1 – 2 см по геодезической высоте. Средние квадратические погрешности взаимного положения ВГС по каждой из плановых координат не превышают величин 1,5 см и по геодезической высоте 2 – 3 см.

С сентября 2001 г. на пункте ФАГС «Минск» установлена совмещенная GPS/ГЛОНАСС базовая станция Legasi E GGD, и с этого времени она работает в режиме постоянно действующей (перманентной) станции.

Следующим этапом модернизации ГГС стало создание высокоточной геодезической сети (ВГС), представленной пунктами Поставы, Полоцк, Витебск, Могилев, Гомель, Калинковичи, Микашевичи, Кобрин и Скидель (см. рис. 2.4).

ВГС представляет собой пространственное геодезическое построение, опирающееся на пункт ФАГС и геодезические пункты других государств. Расстояние между пунктами ВГС должно составлять 150 – 300 км.

Пункт ВГС должен иметь:

- основной центр;
- рабочий центр;
- контрольный центр.

Расстояние между основным, рабочим и контрольным центрами пункта ВГС не должно превышать 20 км. В качестве рабочего и контрольного центров пункта ВГС рекомендуется использовать вековые, фундаментальные и грунтовые нивелирные реперы.

Основной, рабочие и контрольные центры пункта ВГС должны быть объединены в локальную геодезическую сеть.

Средняя квадратическая погрешность определения пространственных прямоугольных координат пунктов ВГС относительно пункта ФАГС и геодезических пунктов других государств не должна превышать $\pm(1 - 2)$ см по каждой из плановых компонент и $\pm(2 - 3)$ см – по высотной компоненте.

Пространственные прямоугольные координаты пунктов ВГС должны определяться в установленной системе координат методами космической геодезии, обеспечивающими точность взаимного положения пунктов со средними квадратическими погрешностями, не превышающими:

– по каждой из плановых компонент величины, определяемой по формуле:

$$m_x = m_y = \pm 3 \text{ мм} + 5 \cdot 10^{-8} D; \quad (2.1)$$

– по высотной компоненте величины, определяемой по формуле:

$$m_z = \pm 5 \text{ мм} + 7 \cdot 10^{-8} D, \quad (2.2)$$

где D – расстояние между центрами пунктов.

Пункт ВГС должен быть связан геодезическими измерениями с пунктом ФАГС, со всеми смежными пунктами ВГС и не менее чем с двумя ближайшими геодезическими пунктами других государств.

Дальнейшее развитие ГГС на всю территорию Республики Беларусь выполняется специалистами РУП «Белаэрокосмогеодезия». Модернизированные геодезические сети будут служить надежной основой для обороны, научных исследований, обновления карт, проведения землеустроительных, земельно-кадастровых работ и создания геоинформационных систем [12].

Спутниковая геодезическая сеть 1 класса (СГС-1) представляет собой пространственное геодезическое построение, опирающееся на пункты ФАГС и ВГС.

Расстояние между пунктами СГС-1 должно составлять 15 – 25 км, а на территориях городов, больших промышленных объектов – 8 – 12 км.

Пункт СГС-1 должен иметь:

- основной центр;
- два пункта-спутника.

Средняя квадратическая погрешность определения пространственных прямоугольных координат пунктов СГС-1 относительно ближайших пунктов ФАГС и ВГС не должна превышать ± 3 см по каждой из плановых компонент и ± 5 см – по высотной компоненте.

Пространственные прямоугольные координаты пунктов СГС-1 должны определяться в установленной системе координат методами космической геодезии, обеспечивающими точность взаимного положения пунктов со средними квадратическими погрешностями, не превышающими:

– по каждой из плановых компонент величины, определяемой по формуле

$$m_x = m_y = \pm 3 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-7} D, \quad (2.3)$$

– по высотной компоненте величины, определяемой по формуле

$$m_z = \pm 5 \text{ мм} + 2 \cdot 10^{-7} D, \quad (2.4)$$

где D – расстояние между центрами пунктов.

Основной пункт и пункты-спутники должны быть объединены в локальную геодезическую сеть.

Пункты-спутники должны располагаться на расстоянии от 500 до 1000 м от основного центра пункта СГС-1. На застроенной и закрытой местности расстояние от основного центра пункта СГС-1 до пунктов-спутников не должно превышать 250 м. Средняя квадратическая погрешность определения расстояния между пунктом-спутником и основным центром пункта СГС-1 не должна превышать $\pm 0,05$ м при расстоянии от 500 до 1000 м и $\pm 0,01$ м при расстоянии до 250 м.

Часть пунктов СГС-1 должна быть совмещена с пунктами АГС или привязана к ним. Расстояние между пунктами АГС, совмещаемыми с пунктами СГС-1 или привязываемыми к ним, не должно превышать 70 км. Привязка должна осуществляться относительными методами космической геодезии со средними квадратическими погрешностями, не превышающими ± 2 см по каждой из плановых компонент.

Пункты-спутники допускается совмещать с реперами государственной нивелирной сети.

Геодезическая сеть сгущения (ГСС) включает геодезические сети 1 – 4 классов, построенные в соответствии с требованиями Основных положений о государственной геодезической сети СССР 1954 – 1961 гг., и новые сети сгущения, построенные в соответствии с требованиями [4].

Новые пункты ГСС определяются относительными методами космической геодезии, а также традиционными геодезическими методами: триангуляции, полигонометрии, трилатерации и с применением астрономических измерений.

Средняя квадратическая погрешность определения положения пунктов ГСС относительно ближайших пунктов ФАГС, ВГС, СГС-1 не должна превышать ± 10 см. Средняя квадратическая погрешность определения взаимного положения пунктов ГСС не должна превышать ± 5 см.

Длины сторон ГСС должны находиться в пределах 2 – 8 км. Нормальные высоты пунктов ГСС должны определяться со средней квадратической погрешностью, не превышающей ± 5 см.

1.3. Реконструкция городских геодезических сетей

Появление принципиально новых технических средств – спутниковых геодезических приемников потребовало существенного пересмотра традиционных подходов к проблеме реконструкции городских геодезических сетей.

Концепция перехода топографо-геодезического производства на автономные методы спутниковых координатных определений разработана с целью обеспечить наиболее рациональное и эффективное практическое определение координат и высот пунктов земной поверхности на всей территории страны с точностями, требуемыми для решения возможно более широкого круга научно-технических и производственных задач, и не раскрывает конкретных проблем создания и реконструкции городских геодезических сетей.

В настоящее время выполнение геодезических работ в городах производится согласно Инструкции по топографической съемке в масштабах 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000, 1:500 (ГКИНП-02-033-79) изд. 1982 г.

Нормативным документом, детально регламентирующим методы обработки материалов городских геодезических работ, является разработанное Московским аэрогеодезическим предприятием Руководство по математической обработке геодезических сетей и составлению каталогов координат и высот пунктов в городах и поселках городского типа, изд. 1990 г.

Нормативным документом, детально регламентирующим выполнение городских геодезических работ с использованием спутниковых приемников, является разработанный в 1995 г. Верхневолжским аэрогеодезическим предприятием и рекомендованный Роскартографией в качестве временного отраслевого нормативного документа руководящий технический материал «Применение приемников спутниковой системы WILD GPS System 200 фирмы Лейка (Швейцария) при создании и реконструкции городских геодезических сетей».

Целью реконструкции городских геодезических сетей является повышение точности сети, надежности определения параметров преобразования между геоцентрической общеземной координатной системой, государственной и городской геодезическими системами координат и возможность формировать каталог координат пунктов во всех используемых в городе координатных системах.

Главной особенностью работ по созданию и реконструкции городских геодезических сетей является необходимость сохранения городской системы координат, в которой ранее были выполнены крупномасштабные съемки территории городов (1:500 – 1:2000) и одновременно с этим – обеспечение высокой однородной точности городской геодезической сети для решения других задач.

1.3.1. Необходимость реконструкции городских геодезических сетей

Необходимость периодической реконструкции городских геодезических сетей, созданных на основе использования традиционных и спутниковых технологий, возникает по следующим причинам:

– геодезические работы в городах выполнены в разное время различными организациями с различным качеством и в соответствии с различными нормативно-техническими документами;

- большое количество пунктов городской геодезической сети систематически утрачиваются в результате хозяйственной деятельности;
- государственная геодезическая сеть в районе города может иметь относительную погрешность взаимного положения пунктов 1 – 2-го классов порядка 1:300000 при расстояниях между пунктами 20 – 30 км, что в 3 – 5 раз ниже точности спутниковых измерений;
- появление в различных организациях города современных высокоточных геодезических приборов (спутниковые приемники, светодальномеры и электронные тахеометры) приводит к противоречиям между точностью выполняемых измерений и точностью существующей в городе геодезической основы;
- в городах могут быть две и более местных систем координат и высот, особенно на присоединенных территориях;
- параметры образования местных систем координат не всегда заданы корректно.

Перечисленные выше факты должны быть выявлены на этапе сбора информации и при необходимости измерения контрольных линий.

Работы по цифрованию и обновлению материалов крупномасштабных съемок, выполнение топографо-геодезических, землеустроительных и иных работ, связанных с использованием городской координатной основы, без проведения экспертизы качества городской геодезической сети запрещается.

В случае обнаружения расхождения координат или взаимного положения пунктов (более 100 мм) в ходе проверки качества ранее исполненной городской геодезической сети работы по цифрованию и обновлению материалов крупномасштабных съемок, выполнение топографо-геодезических, землеустроительных и иных работ, связанных с использованием городской координатной основы, должны быть приостановлены до завершения реконструкции городской геодезической сети. Продолжение работ допускается только при наличии возможности введения необходимых поправок в их результаты после завершения реконструкции городской геодезической сети.

1.3.2. Принципы построения городской геодезической сети с использованием спутниковых технологий

До начала проведения работ в целях обеспечения преемственности геодезической информации должен быть выполнен анализ существующих на территории города геодезических построений и установлена их точность. Реальная точность взаимного положения пунктов существующей городской сети и государственной геодезической сети вокруг города определяется сравнением длин контрольных линий, полученных из спутниковых измерений и вычисленных по значениям координат пунктов.

Один или несколько исходных пунктов (ИП), устанавливающих связь с общеземной геоцентрической системой координат, должны быть определены относительно не менее трех близлежащих пунктов ФАГС, ВГС либо международных постоянно действующих пунктов.

ИП должны иметь перспективную возможность переоборудования их в постоянно действующие пункты ФАГС или ВГС. Для вычислений используется информация об измерениях на международных постоянно действующих пунктах или на пунктах ФАГС, соответствующая времени наблюдений на ИП.

В спутниковой геодезической сети необходимо выделить каркас в объеме не менее 3 пунктов для создания высокоточного геодезического обоснования городской сети и для связи с государственной сетью. На указанных пунктах должны быть выполнены спутниковые измерения, обеспечивающие их взаимное положение с повышенной точностью. Пункты каркасной сети (КС) должны быть максимально совмещены с исходными пунктами ранее созданной городской сети и ближайшими пунктами государственной сети. Это обеспечит передачу государственной системы координат на пункты городской сети с максимально возможной в настоящее время точностью.

При построении спутниковой городской геодезической сети необходимо использовать максимальное количество одновременно работающих спутниковых приемников, что позволяет за счет избыточных измерений повысить точность и надежность результатов наблюдений [13].

Пункты спутниковой городской геодезической сети (СГГС) должны быть максимально совмещены с сохранившимися пунктами городской триангуляции, основными узловыми пунктами городской полигонометрии и высокоточных сетей специального назначения (геодезическая сеть метроостроя, нивелирная сеть и др.). Закладка новых пунктов производится в

необходимых случаях для обеспечения требуемой плотности сети. Центры пунктов СГГС по возможности должны быть глубокого заложения для надежного хранения высоты. Взамен утраченных пунктов городской триангуляции необходимо создать пункты спутниковой сети на месте пункта триангуляции либо на месте ближайшего узлового пункта полигонометрии.

Все ходы полигонометрии, опирающиеся на утраченные пункты триангуляции, необходимо привязать к пункту СГГС.

В местной системе координат спутниковая городская геодезическая сеть должна обрабатываться как условно свободная от исходных пунктов каркасной сети, перевычисленных в местную систему координат (МСК). Ориентировка сети должна была максимально приближена к городской. Анализ расхождений координат на совмещенных пунктах и подбор новых параметров МСК с целью согласования высокой точности спутниковых измерений и сохранения местной системы координат, принятой при создании топографических планов масштаба 1:500, выполняется несколькими приближениями.

Для уравнивания городской сети в государственной системе координат (ГСК) используются новые координаты всех исходных пунктов ГГС, полученные после включения КС города в ГГС при очередном этапе уравнивания. Результаты уравнивания сети в ГСК должны удовлетворять точности съемок мелких масштабов.

УЭ-2. Полигонометрия 4 класса, 1 и 2 разрядов

Для составления генеральных планов и рабочих чертежей инженерных сооружений в городах и других населенных пунктах, на промышленных площадках, трассах водотоков, канализации, нефтяных и газовых трубопроводов требуются топографические планы масштабов 1: 50000, 1:2000, 1:1000, 1:500. Для производства топографических съемок в указанных масштабах плотность пунктов должна быть до 4 на 1 км² на застроенной территории и 1 пункт на 1 км² на незастроенной.

Получение такого количества пунктов осуществляется развитием сетей сгущения методом микротриангуляции и полигонометрии 1 и 2 разрядов. В настоящем курсе изучается только полигонометрия 4 класса, 1 и 2 разрядов.

Полигонометрия прокладывается в виде отдельных ходов или сетей. Ходы должны иметь по возможности вытянутую форму и опираться на два пункта и два дирекционных угла высших классов.

Отдельный ход полигонометрии должен опираться на два исходных пункта, на каждом из которых передают дирекционный угол, как правило, с двух сторон триангуляции или полигонометрии высшего класса или разряда. При отсутствии твердых дирекционных углов на исходных пунктах их определяют из астрономических наблюдений. Проложение замкнутых ходов, опирающихся на один исходный пункт и дирекционные углы на нем, и висячих ходов не допускается, так как измеренные углы должны иметь обязательный контроль и невязка $f\beta$ должна лежать в пределах допуска. В исключительных случаях разрешается:

- проложение хода полигонометрии 1 и 2 разряда, опирающегося на два исходных пункта без угловой привязки на одном из них, при этом для контроля угловых измерений должны использоваться дирекционные углы на ориентирные пункты государственной геодезической сети или дирекционные углы примыкающих сторон, полученные из астрономических или гиротеодолитных измерений с погрешностью не более 15";

- проложение замкнутого хода полигонометрии 1, 2 разряда, опирающегося на один исходный пункт, при условии передачи или измерения с точек хода двух дирекционных углов с погрешностью не более 15" на две смежные стороны по возможности в слабом месте (середине хода);

- координатная привязка к пунктам геодезической сети, при этом для контроля угловых измерений в целях обнаружения грубых погрешностей измерений должны использоваться дирекционные углы на ориентирные пункты или азимуты, полученные из астрономических или гиротеодолитных измерений.

Расхождения между значениями измеренного и исходного угла на примычном пункте не должны превышать в полигонометрии:

4 класса – 6", 1 разряда – 10", 2 разряда – 20".

Пункты полигонометрии закрепляются на местности центрами в соответствии с требованиями плотности. Обязательно закрепляются узловы точки.

Если прокладываются хода параллельно друг другу, то расстояние между ними должно быть не менее 2,5 км в 4 классе и 1,5 км в 1 разряде. При меньших расстояниях необходимо осуществлять связь ходом той же точности, а если параллельные хода разной точности, то перемычка осуществляется ходом меньшей точности.

2.1. Основные показатели полигонометрии

Показатели полигонометрии 1987 г. приведены в табл. 2.2, показатели полигонометрии 1982 г. – в табл. 2.3.

Таблица 2.2

Показатели полигонометрии 1987 г.

Показатели	4 класс	1 разряд
Предельные длины отдельных полигонометрических ходов при измерении линий светодальномерами и (или) электронными тахеометрами в зависимости от числа сторон в ходе, км. (n – число сторон в ходе)	8 при $n = 30$	10 при $n = 50$
	10 при $n = 20$	12 при $n = 40$
	12 при $n = 15$	15 при $n = 25$
	15 при $n = 10$	20 при $n = 15$
	20 при $n = 6$	25 при $n = 10$
Предельная длина хода при измерении длин линий другими методами, км.	15	5
Предельные длины ходов, км, между исходным пунктом и узловым пунктом	2/3 длины отдельного хода определяемой в зависимости от числа сторон в ходе	
Предельные длины ходов, км, между узловыми пунктами	1/2 длины отдельного хода определяемой в зависимости от числа сторон в ходе	
Средняя квадратическая погрешность измеренного угла (по невязкам в ходах), с, не более	3	5
Угловая невязка в ходах или полигонах, с, не более (n – число углов в ходе или полигоне)	$5\sqrt{n}$	$10\sqrt{n}$
Предельная относительная погрешность хода	1/25000	1/10000
Количество приемов при измерении углов способом круговых приемов по трехштативной системе теодолитами: Т1, Т1А и равноточными ЗТ2КП, Theo 010 и равноточными	4	2
	6	3
Количество приемов при измерении длин линий светодальномерами и (или) электронными тахеометрами	3	2
Расхождения (колебания) между значениями направлений на начальный предмет в начале и конце полуприема, не более, с	8	8
Расхождения (колебания) между значениями направлений в отдельных приемах (полуприемах), приведенных к общему нулю, не более, с	8	8
Погрешность центрирования инструмента над центром пункта, мм, не более	2	2

Показатели полигонометрии 1982 г.

	Полигонометрия		
	4 класс	1 разряд	2 разряд
Длина ходов, км			
между твердыми пунктами	≤ 15	≤ 5	≤ 3
между твердыми пунктами и узловой точкой	≤ 10	≤ 3	≤ 2
между узловыми точками	≤ 7	≤ 2	$\leq 1,5$
Длина сторон, км			
S_{\max}	$\leq 2,00$	$\leq 0,80$	$\leq 0,35$
S_{\min}	$\geq 0,25$	$\geq 0,12$	$\geq 0,08$
$S_{\text{пред}}$	0,50	0,30	0,20
Число сторон в ходе	≤ 15	≤ 15	≤ 15
Относительная ошибка хода	$\leq 1/25000$	$\leq 1/10000$	$\leq 1/5000$
СКО измерения угла	$\leq 3''$	$\leq 5''$	$\leq 10''$
Предельная угловая невязка	$5'' \sqrt{n+1}$	$10'' \sqrt{n+1}$	$20'' \sqrt{n+1}$

2.2. Действие ошибок измерений в полигонометрии

2.2.1. Действие ошибок угловых измерений

Между исходными пунктами А и Б проложен полигонометрический ход (рис. 2.5), в котором измерены все n сторон и все $(n+1)$ углов. Вследствие сопровождающих измерения погрешностей измеряемые углы будут ошибочны на величины $d\beta_1, d\beta_2, \dots, d\beta_{n+1}$. Исходные дирекционные углы α_H, α_K и исходные координаты x_H, y_H и x_K, y_K известны.

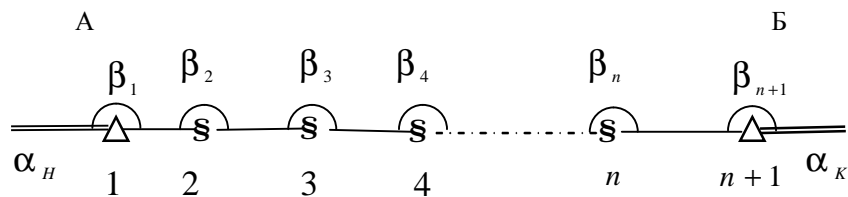


Рис. 2.5. Схема полигонометрического хода

Тогда в полигонометрическом ходе измеренные значения углов позволяют вычислить дирекционный угол конечной стороны

$$\alpha_K = \alpha_H + \sum_1^{n+1} \beta - 180^\circ(n+1). \quad (2.5)$$

Формулу (2.5) можно представить в виде

$$f_{\beta} = \alpha_H - \alpha_K + \sum_1^{n+1} \beta - 180^\circ(n+1), \quad (2.6)$$

где f_{β} – невязка полигонометрического хода.

Учитывая, что невязка – это результат измерений минус его теоретическое значение, выражение (2.6) можно записать в виде

$$f_{\beta} = \sum_1^{n+1} \beta - \{(\alpha_K - \alpha_H) + 180^\circ(n+1)\}. \quad (2.7)$$

Так как рассматриваемый ход опирается на пункты и стороны хода более высокого класса, то дирекционные углы начальной и конечной сторон можно считать безошибочными, т.е. их с.к.п. значительно меньше погрешностей измеренных углов $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_{n+1}$.

Таким образом, $\alpha_H, \alpha_K, 180^\circ(n+1)$ являются величинами постоянными, а переменными будут измеренные углы.

Используя правила теории погрешностей, СКО функции измеренных величин, которая в общем виде выглядит как $u = f(x, y, \dots, z)$, будет

$$m_u^2 = \left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 m_x^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 m_y^2 + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2 m_z^2. \quad (2.8)$$

СКО суммы измеренных углов

$$\sum_1^{n+1} \beta = \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_n \quad (2.9)$$

будет

$$m_{\Sigma}^2 = m_{\beta_1}^2 + m_{\beta_2}^2 + \dots + m_{\beta_{n+1}}^2. \quad (2.10)$$

Если учесть, что углы измерены с одинаковой точностью, (2.10) примет вид

$$m_{\Sigma} = m_{\beta} \sqrt{n+1}. \quad (2.11)$$

Считая, что предельная погрешность пред. $m_{\Sigma} = 2m_{\beta}$, можно записать

$$\text{пред. } m_{\Sigma} = 2m_{\beta} \sqrt{n+1}. \quad (2.12)$$

Учитывая, что предельная погрешность в сумме измеренных углов – не что иное, как невязка, формула (2.12) будет иметь вид

$$f_{\beta} = 2m_{\beta} \sqrt{n+1}. \quad (2.13)$$

2.2.2. Действие ошибок линейных измерений

Для простоты рассуждений рассмотрим полигонометрический ход вытянутой формы (рис. 2.6).

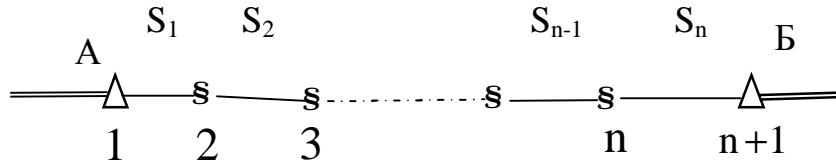


Рис. 2.6. Схема полигонометрического хода

Для такого хода можно записать:

$$L = S_1 + S_2 + \mathbf{K} + S_{n-1} + S_n = [S], \quad (2.14)$$

где L – расстояние между крайними пунктами А и Б – замыкающая хода.

Применяя формулу СКО функции измеренных величин к формуле (2.14), СКО замыкающей будет

$$m_L^2 = m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2 + \dots + m_{s_n}^2 = [m_s^2]. \quad (2.15)$$

Так как при измерении линий действуют как случайные ошибки Δ , так и систематические σ , то средняя квадратическая погрешность будет

$$m_{s_i}^2 = m_{\Delta_i}^2 + m_{\sigma_i}^2, \quad (2.16)$$

где $i = 1, 2, \dots, n$.

Систематические погрешности при линейных измерениях, как правило, носят инструментальный характер (длина мерного прибора не соответствует номиналу, неправильно определено постоянное слагаемое и т.д.).

Влиянием систематических погрешностей можно пренебречь, если средняя квадратическая систематическая погрешность по своей величине не превышает 1/3 средней квадратической случайной погрешности, т.е. если принять

$$m_{\sigma_s} = \frac{m_{\Delta_s}}{3}, \quad (2.17)$$

то с учетом (2.17)

$$m_s = \sqrt{m_{\Delta_s}^2 + \frac{m_{\Delta_s}^2}{9}} \approx 1,05m_{\Delta_s}, \quad (2.18)$$

т.е. $m_{s_i} \approx m_{\Delta_{s_i}}$

2.3. Продольные и поперечные ошибки полигонометрического хода

В разомкнутом полигонометрическом ходе любой формы невязки в приращениях координат по осям определяются формулами

$$\left. \begin{aligned} f_{\Delta x} &= \sum_1^n \Delta x - (X_K - X_H) \\ f_{\Delta y} &= \sum_1^n \Delta y - (Y_K - Y_H) \end{aligned} \right\}. \quad (2.19)$$

Абсолютная линейная невязка равна

$$f_s = \sqrt{f_{\Delta x}^2 + f_{\Delta y}^2}. \quad (2.20)$$

Графически формулы (2.19) и (2.20) изображены на рис. 2.7.

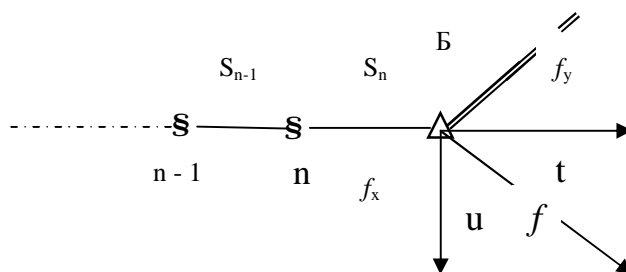


Рис. 2.7. Схема невязок

Невязку f можно разложить на две составляющие: t , u . Компонент t расположен вдоль хода по направлению замыкающей и называется продольной невязкой, компонент u расположен перпендикулярно к направляющей и называется поперечной невязкой.

Продольная невязка является следствием накопления ошибок линейных измерений, а поперечная – следствием накопления ошибок угловых измерений.

Общая ошибка линейных измерений хода dL равна сумме отдельных линий $\sum_1^n dS$, т.е.

$$dL = \sum_1^n dS, \quad (2.21)$$

или, учитывая (2.15) и (2.16),

$$m_t^2 = [m_s^2]. \quad (2.22)$$

Формулой (2.22) определяется квадрат средней квадратической ошибки продольной невязки.

Как уже было сказано, поперечная невязка – следствие ошибок измерения углов. Если первый угол измерен с ошибкой $d\beta_1$, то при безошибочном измерении всех остальных углов конечная точка хода переместится перпендикулярно к направлению хода на величину $\Delta u_1'$, под влиянием ошибки $d\beta_2$ конечная точка хода переместится на величину $\Delta u_2'$ и т.д. (рис. 2.8).

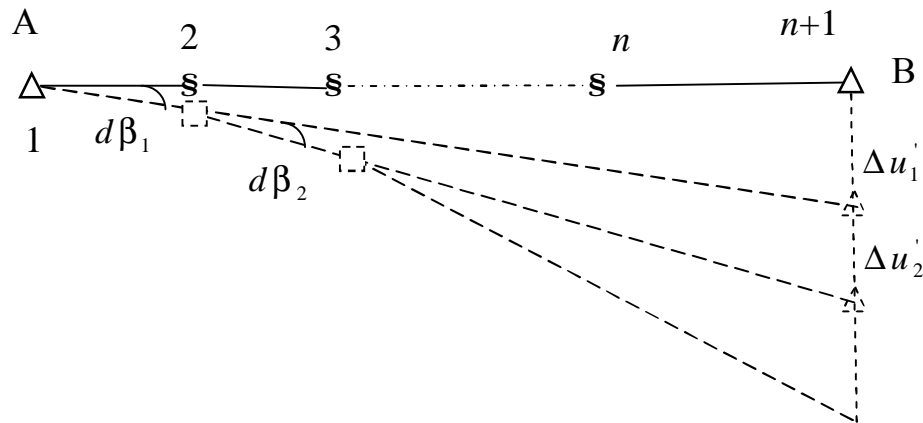


Рис. 2.8. Влияние ошибок угловых измерений

Для смещений $\Delta u_1'$, $\Delta u_2'$, ..., $\Delta u_n'$ можно составить выражение

$$\frac{\Delta u_1'}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \operatorname{tg} d\beta_1. \quad (2.23)$$

Учитывая малость углов $d\beta$, выражение (2.23) запишем в виде

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_1' &= (S_1 + S_2 + \dots + S_n) \frac{d\beta_1}{\rho} \\ \Delta u_2' &= (S_2 + S_3 + \dots + S_n) \frac{d\beta_2}{\rho} \\ \text{KKKKKKKKKKKKKK} \\ \Delta u_n' &= S_n \frac{d\beta_n}{\rho} \end{aligned} \right\} . \quad (2.24)$$

Суммируя смещения конечной точки, получим поперечную невязку

$$u' = \Delta u_1' + \Delta u_2' + \dots + \Delta u_n'. \quad (2.25)$$

С учетом (2.24) формула (2.25) будет

$$u' = (S_1 + S_2 + \dots + S_n) \frac{d\beta_1}{\rho} + (S_2 + S_3 + \dots + S_n) \frac{d\beta_2}{\rho} + \dots + S_n \frac{d\beta_n}{\rho}. \quad (2.26)$$

Предположим для простоты расчетов, что $S_1 = S_2 = \dots = S_n$.

Тогда формула (2.26) примет вид

$$u' = S \cdot n \frac{d\beta_1}{\rho} + S \cdot (n-1) \frac{d\beta_2}{\rho} + \dots + S \frac{d\beta_n}{\rho}. \quad (2.27)$$

Учитывая, что $d\beta_1 = d\beta_2 = \mathbf{K} = d\beta_n$ и переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_u^2 = S^2 \cdot \{n^2 + (n-1)^2 + \dots + 1\} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (2.28)$$

Если учесть, что

$$1^2 + 2^2 + \dots + (n-1)^2 + n^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}, \quad (2.29)$$

(2.28) будет

$$m_u^2 = S^2 \cdot \frac{n(n+1)(2n+1)}{6} \cdot \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (2.30)$$

Умножая числитель и знаменатель правой части на n и учитывая, что $S^2 \cdot n^2 = L^2$, извлекая корень, будем иметь

$$m_u = L \sqrt{\frac{(n+1)(2n+1)}{6n}} \cdot \frac{m_\beta}{\rho}. \quad (2.31)$$

Упрощая дальше (2.31) (раскрыть скобки, каждое слагаемое в числителе и знаменателе разделить на $2n$ и отбросить член $1/2n$ по малости), получим

$$m_u = L \sqrt{\frac{n+1,5}{3}} \cdot \frac{m_\beta}{\rho}. \quad (2.32)$$

Вывод: средняя квадратическая поперечная невязка зависит от длины хода, количества линий в нем и точности измерения углов.

2.4. Средняя квадратическая ошибка положения конечной точки полигонометрического хода

Могут иметь место следующие случаи:

- Ход вытянутый, углы предварительно не исправлены.
- Ход изогнутый, углы предварительно не исправлены.
- Ход изогнутый, углы предварительно исправленные.
- Ход вытянутый, углы предварительно исправленные.
- Ход замкнутый, углы предварительно не исправлены.
- Ход замкнутый, углы предварительно исправленные.
- Азимутальный ход.

2.4.1. Ход вытянутый, углы предварительно не исправлены

В предыдущем параграфе установили: $m_t^2 = [m_S^2]$ и поперечную среднюю квадратическую ошибку, которая равна $m_u^2 = \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \frac{n+1,5}{3} L^2$.

Поскольку абсолютная невязка выражается формулой $f_s = \sqrt{f_{\Delta x}^2 + f_{\Delta y}^2}$, то и сумма M векторов t и u (рис. 2.9) будет

$$M = \sqrt{t^2 + u^2} \quad (2.33)$$

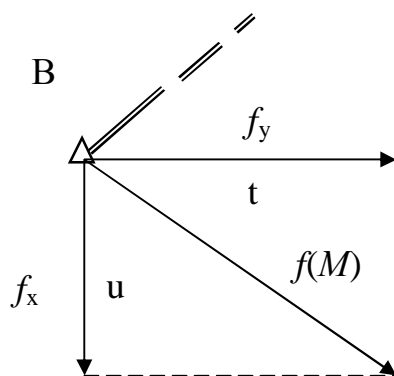


Рис. 2.9. Схема векторов ошибок

Подставив в формулу (2.33) значения t и u , получим

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \frac{n+1,5}{3} L^2. \quad (2.34)$$

Формула (2.34) выражает среднюю квадратическую ошибку положения конечной точки B вытянутого полигонометрического хода в случае, когда не уравнены углы.

Анализируя формулу (2.34), можно прийти к выводу: средняя квадратическая ошибка положения конечной точки вытянутого полигонометрического хода зависит от точности измерений линий и углов в ходе, длины хода и количества линий в нем.

Выводы для остальных случаев подробно рассмотрены в [2, с. 146 – 156].

Подведя итоги изложенному, выпишем конечные формулы средних квадратических ошибок положения конечных точек полигонометрических ходов для всех перечисленных случаев.

1. Ход вытянутый, углы предварительно не исправлены:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \frac{n+1,5}{3} L^2. \quad (2.35)$$

2. Ход изогнутый, углы предварительно не исправлены:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{n+1}^2]. \quad (2.36)$$

3. Ход изогнутый, углы предварительно исправленные:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2]. \quad (2.37)$$

4. Ход вытянутый, углы предварительно исправленные:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3^2}{12}. \quad (2.38)$$

5. Ход замкнутый, углы предварительно не исправлены:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{1,i}^2]. \quad (2.39)$$

6. Ход замкнутый, углы предварительно исправленные:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2]. \quad (2.40)$$

При подсчете величин $[\eta^2]$, $[\xi^2]$ и $[D_{0,i}^2]$ начальную точку необходимо учитывать дважды.

7. Азимутальный ход:

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} [S^2]. \quad (2.41)$$

2.5. Ослабление влияния угловых и линейных ошибок

Как следует из формул

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \cdot \frac{n+1,5}{3}, \quad (2.42)$$

$$M^2 = [m_s^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \cdot L^2 \cdot \frac{n+3}{12}, \quad (2.43)$$

с увеличением длины хода и его сторон увеличивается последнее слагаемое, а, следовательно, уменьшается точность прокладываемого хода.

Для уменьшения влияния ошибок угловых измерений на поперечный сдвиг, а, следовательно, и на общий сдвиг конечной точки хода можно определить азимут, а затем и дирекционный угол некоторых промежуточных сторон или дополнительно определить направление на исходный промежуточный пункт (рис. 2.10).

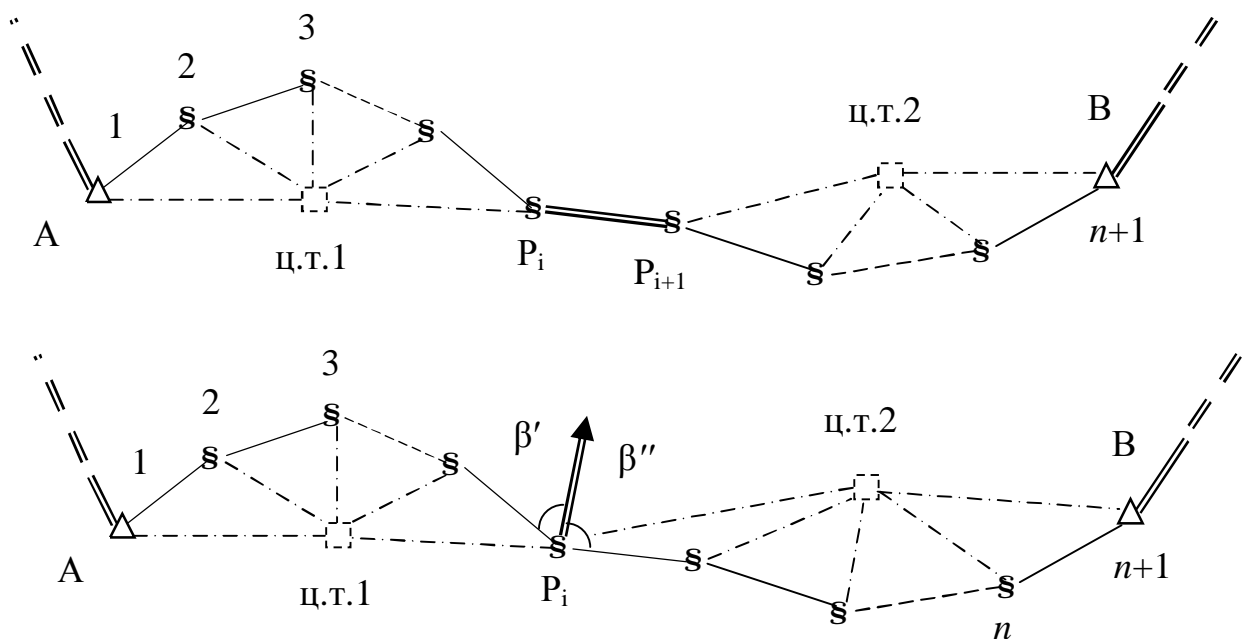


Рис. 2.10. Схемы полигонометрических ходов

Наличие промежуточного дирекционного угла разбивает весь ход на две секции и дает возможность вычислять невязки и уравнивать углы каждой секции отдельно.

Для такого хода координатные условные уравнения записываются так:

$$\left. \begin{aligned} [\cos \alpha v_s] + \frac{1}{\rho} [\eta v_\beta]_I + \frac{1}{\rho} [\eta v_\beta]_{II} + f_x &= 0 \\ [\sin \alpha v_s] - \frac{1}{\rho} [\xi v_\beta]_I - \frac{1}{\rho} [\xi v_\beta]_{II} + f_y &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.44)$$

Имея в виду, что $v_\beta'' = v_\beta - v_\beta'$, $v_\beta' = \frac{-f_\beta}{n-1}$, формулы (2.44) будут

$$\left. \begin{aligned} [\cos \alpha v_s] + \frac{1}{\rho} [\eta v_\beta]_I - \frac{1}{\rho} v'_\beta [\eta]_I + \frac{1}{\rho} [\eta v_\beta]_{II} - \frac{1}{\rho} v'_\beta [\eta]_{II} + f_x = 0 \\ [\sin \alpha v_s] - \frac{1}{\rho} [\xi v_\beta]_I + \frac{1}{\rho} v'_\beta [\xi]_I - \frac{1}{\rho} [\xi v_\beta]_{II} + \frac{1}{\rho} v'_\beta [\xi]_{II} + f_y = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.45)$$

Учитывая, что $[\eta] = 0$ и $[\xi] = 0$, а также $v_s = -dS$ и $v_\beta = -d\beta$ и перенеся f_x и f_y в правую часть, получим

$$\left. \begin{aligned} f_x = [\cos \alpha d_s] + \frac{1}{\rho} [\eta d_\beta]_I + \frac{1}{\rho} [\eta d_\beta]_{II} \\ f_y = [\sin \alpha d_s] - \frac{1}{\rho} [\xi d_\beta]_I - \frac{1}{\rho} [\xi d_\beta]_{II} \end{aligned} \right\}. \quad (2.46)$$

Переходя от уравнения (2.46) к средним квадратическим ошибкам, будем иметь

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 = [\cos^2 \alpha \cdot m_s^2] + \frac{1}{\rho^2} \{ [\eta^2]_I + [\eta^2]_{II} \} m_\beta^2 \\ m_y^2 = [\sin^2 \alpha \cdot m_s^2] + \frac{1}{\rho^2} \{ [\xi^2]_I + [\xi^2]_{II} \} m_\beta^2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.47)$$

Учитывая, что $M^2 = m_x^2 + m_y^2$, суммируя (2.47), получим

$$M^2 = [m_s^2] + \{ [\eta^2 + \xi^2]_I + [\eta^2 + \xi^2]_{II} \} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (2.48)$$

Обозначим

$$[\eta^2 + \xi^2]_I = [D_{0,i}^2]_I; \quad (2.49)$$

$$[\eta^2 + \xi^2]_{II} = [D_{0,i}^2]_{II}. \quad (2.50)$$

Формулу (2.48) можно переписать как

$$M^2 = [m_s^2] + \{ [D_{0,i}^2]_I + [D_{0,i}^2]_{II} \} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (2.51)$$

Здесь $[D_{0,i}^2]_I$ и $[D_{0,i}^2]_{II}$ – суммы квадратов расстояний от центров тяжести каждой секции до точек хода, входящих в данную секцию. Из рисунка видно, что $\{ [D_{0,i}^2]_I + [D_{0,i}^2]_{II} \}$ будет значительно меньше, чем $[D_{0,i}^2]$ в том же ходе без промежуточного дирекционного угла, а, следовательно, и меньше M^2 .

2.6. Критерии степени изогнутости хода

Проложить на местности ход идеально вытянутой формы, т.е. чтобы углы поворота равнялись точно 180° , практически невозможно. Поэтому полигонометрический ход можно считать вытянутым лишь с некоторыми допущениями, приближениями.

Для того чтобы судить об изогнутости хода, необходимо иметь определенные допуски, критерии изогнутости полигонометрического хода. Такие критерии необходимы и при расчетах точности при проектировании, и при оценке точности и уравнивании ходов, проложенных на местности.

Раньше было установлено, что в вытянутом ходе на продольную невязку влияют ошибки линейных измерений, а на поперечную – ошибки угловых измерений. Так,

$$m_t^2 = \left[\cos^2 \alpha \cdot m_S^2 \right] + \left[\eta^2 \right] \frac{m_\beta^2}{\rho^2}; \quad (2.52)$$

$$m_u^2 = \left[\sin^2 \alpha \cdot m_S^2 \right] + \left[\xi^2 \right] \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (2.53)$$

Ход можно считать вытянутым, если второе слагаемое формулы (2.52) (влияние угловых ошибок на продольную невязку) будет значительно меньше первого слагаемого этой формулы и по малости может быть опущено, и если в формуле (2.53) первое слагаемое будет значительно меньше второго, по тем же причинам будем иметь:

$$\left. \begin{aligned} m_t^2 &= \left[\cos^2 \alpha \cdot m_S^2 \right] \\ m_u^2 &= \left[\xi^2 \right] \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\}. \quad (2.54)$$

Теорией ошибок установлено, что если один из двух источников ошибок характеризуется СКО, не превышающей $1/K$ СКО, характеризующей другой источник ошибок, то первым можно пренебречь при оценке точности результатов измерений. При этом значение суммарной ошибки уменьшится при $K = 3$ на 5 %, при $K = 5$ на 2 % и при $K = 7$ – всего на 1 %.

На основании этого предположим, что в формулах (2.52) и (2.53)

$$\left. \begin{aligned} \left[\eta^2 \right] \frac{m_\beta^2}{\rho^2} &= \frac{1}{K^2} m_t^2 \\ \left[\sin^2 \alpha \cdot m_S^2 \right] &= \frac{1}{K^2} m_u^2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.55)$$

Применяем принцип равных влияний, т.е. на окончательную ошибку положения конечной точки хода равно влияют как угловые, так и линейные ошибки

$$[\eta^2] = \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} = \frac{1}{K^2} m_t^2 = \frac{1}{K^2} m_u^2 \quad (2.56)$$

и предположим, что линии равны между собой при достаточной вытянутости хода

$$\frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} [\eta^2] = \frac{1}{K^2} \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} [\xi^2] = \frac{1}{K^2} L^2 \frac{n+3}{12} \cdot \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2}, \quad (2.57)$$

тогда

$$[\eta^2] = \frac{1}{K^2} \cdot L^2 \frac{n+3}{12}. \quad (2.58)$$

Если принять среднее значение координат, т.к. стороны равны между собой, то

$$\eta_0^2 = \frac{[\eta^2]}{n+1}. \quad (2.59)$$

С учетом (2.59) будем иметь

$$\eta_0^2 (n+1) = \frac{1}{K^2} L^2 \cdot \frac{n+3}{12}. \quad (2.60)$$

Число n , как правило, большое, поэтому можно принять $n+1 \approx n+3$, тогда

$$\eta_0^2 = \frac{L}{K \sqrt{12}}. \quad (2.61)$$

Принимая во внимание принцип равных влияний, с учетом второго равенства выражения (2.55) будем иметь

$$[\sin^2 \alpha \cdot m_S^2] = \frac{1}{K^2} m_t^2. \quad (2.62)$$

Применяя к (2.62) формулу (2.54), получим

$$[\sin^2 \alpha \cdot m_S^2] = \frac{1}{K^2} [\cos^2 \alpha \cdot m_S^2]. \quad (2.63)$$

Учитывая, что стороны равны между собой, их ошибки будут тоже равны и их можно вынести за знак суммы в выражении (2.63), тогда

$$[\sin^2 \alpha] = \frac{1}{K^2} \cdot [\cos^2 \alpha]. \quad (2.64)$$

Введем средние величины

$$\frac{[\sin^2 \alpha]}{n} = \sin^2 \alpha_0 \text{ и } \frac{[\cos^2 \alpha]}{n} = \cos^2 \alpha_0. \quad (2.65)$$

С учетом формул (2.65) равенству (2.64) можно придать вид

$$n \cdot \sin^2 \alpha = \frac{1}{K^2} n \cos^2 \alpha_0. \quad (2.66)$$

Отсюда

$$\frac{\sin^2 \alpha_0}{\cos^2 \alpha_0} = \frac{1}{K^2} \text{ или } \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{1}{K}. \quad (2.67)$$

При $K = 7$ формулы (2.61) и (2.67) будут

$$\eta_0 = \frac{4}{24}; \quad (2.68)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{1}{7} \text{ или } \alpha_0 = 8^\circ. \quad (2.69)$$

Предельные выражения (2.68) и (2.69) будут

$$\left. \begin{array}{l} \text{пред. } \eta_0 = L/8 \\ \text{пред. } \alpha_0 = 24^\circ \end{array} \right\}. \quad (2.70)$$

Следовательно, ход можно считать достаточно вытянутым, если точка хода отклоняется в обе стороны от линии, проведенной через центр тяжести параллельно замыкающей хода, в среднем на величину $\frac{1}{24}$, а в пределе – на $\frac{1}{8}$ длины самой замыкающей и линии хода отклоняются от направления замыкающей в обе стороны на 8° , а в пределе – на 24° .

В качестве критерия изогнутости хода иногда употребляется отношение $[S]/L$. Величина этой дроби будет зависеть от формы хода. Чем искривленнее ход, тем эта дробь будет больше. В вытянутом ходе $[S]/L = 1$, а в замкнутом $[S]/L = \infty$ ($L = 0$).

Ход считается достаточно вытянутым, если

$$\frac{[S]}{L} \leq 1,3. \quad (2.71)$$

Однако при выполнении этого условия ход вытянутым еще полагать нельзя.

2.7. Расчет точности полигонометрического хода

При составлении проекта необходимо предвычислить ожидаемую точность каждого запроектированного на карте полигонометрического хода. При этом с карты для каждого хода получают следующие его показатели: $[S]$, L , n , $n+1$, S_{\max} , S_{\min} , S_{cp} .

Расчетную часть для каждого хода начинают с установления степени изогнутости хода.

Точность запроектированного хода будет характеризоваться средней квадратической ошибкой точки в наиболее слабом месте хода после его уравнивания. В ходе до уравнивания такая точка будет в конце хода. При привязке хода в конечной точке к исходному пункту наименее точно будут определены координаты точки в середине хода, как наиболее удаленной от обоих исходных пунктов (рис. 2.11).

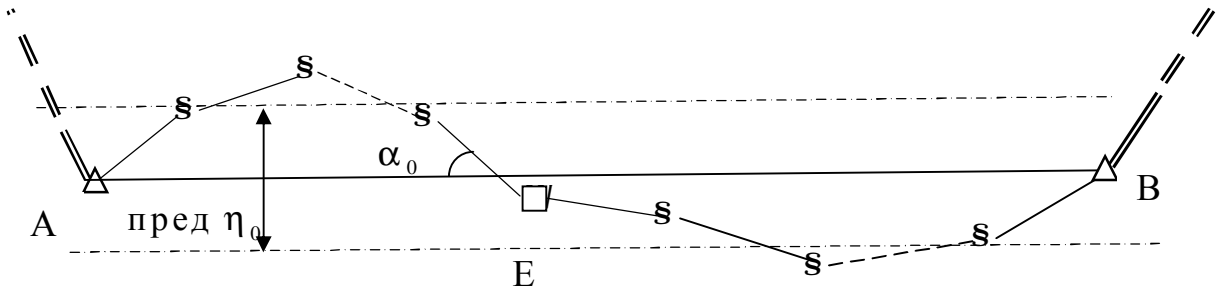


Рис. 2.11. Схема полигонометрического хода

Если вес определения конечной точки B принять равным $P_B = c/L$, то вес каждого результата средней точки E будет

$$P'_E = \frac{2}{L} = 2P_B. \quad (2.72)$$

Общий вес определения точки E будет равен сумме весов, т.е.

$$P_E = P'_E + P''_E = 2P'_E = 4P_B. \quad (2.73)$$

Заменяя веса средними квадратическими ошибками с учетом $P = \frac{1}{M^2}$, получим

$$\frac{1}{M_E^2} = \frac{4}{M_B^2}; \quad (2.74)$$

$$M_E = \frac{1}{2}M_B. \quad (2.75)$$

Если предельную ошибку принять равной

$$\text{пред. } \Delta_E = 2M_E, \quad (2.76)$$

то

$$\text{пред. } \Delta_E = M_B. \quad (2.77)$$

Следовательно, предельная ошибка положения конечной точки, расположенной в слабом месте полигонометрического хода (в его середине), после уравнивания примерно равна средней квадратической ошибке положения конечной точки до уравнивания.

Часто для выбора инструментов производят расчеты от обратного. Зная (задаваясь) точность хода M (средняя квадратическая ошибка наиболее слабой точки хода), вычисляют средние квадратические ошибки измерения сторон и углов.

Предположив, что предельная относительная невязка в периметре хода равна

$$\text{пред. } \frac{f_S}{[S]} = \frac{1}{T} \quad (2.78)$$

и заменив пред. $f_S = 2M$, будем иметь

$$\frac{2M}{[S]} = \frac{1}{T}. \quad (2.79)$$

Отсюда

$$M = \frac{[S]}{2T}. \quad (2.80)$$

Применив принцип равных влияний к формуле средней квадратической ошибки положения конечной точки, можно для хода любой формы записать:

$$[m_S^2] = \frac{m_B^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2] = \frac{M^2}{2}; \quad (2.81)$$

$$[m_S^2] = \frac{M^2}{2}; \quad (2.82)$$

$$m_B = \frac{M\rho}{\sqrt{2[D_{0,i}^2]}}. \quad (2.83)$$

УЭ-3. Угловые измерения

3.1. Теодолиты

3.1.1. Классификация теодолитов

Теодолиты – самые распространенные приборы для измерения горизонтальных и вертикальных углов.

По конструкции теодолиты подразделяются:

- на оптические;
- на электронные;
- на лазерные (электронный теодолит со встроенным лазером).

По точности теодолиты подразделяются:

- на высокоточные, со средней квадратической погрешностью измерения угла одним приемом до 1";
- на точные – 2 – 5";
- на технические – 15 – 60".

Оптические теодолиты. В шифрах теодолитов цифры, стоящие за буквой Т, обозначают средние квадратические погрешности измерений углов одним приемом, перед буквой Т – модификация теодолита. В шифры вводятся также дополнительные буквы для специализированных приборов: «А» – для автоколлимационных теодолитов, «М» – для маркшейдерских теодолитов. Предусматривается выпуск теодолитов в двух вариантах: со зрительной трубой, дающей прямое или обратное изображение. В шифры теодолитов, снабженных зрительной трубой прямого изображения, вводится буква «П». В основном теодолиты выпускаются с компенсаторами, устраняющими ошибки, вызванные наклоном прибора во время работы. В шифры таких теодолитов вводится буква «К» [14].

Для измерения углов в полигонометрии применяются теодолиты, обеспечивающие среднюю квадратическую ошибку угла в 4 классе – 2", в первом разряде – 5", во втором разряде – 10".

Такую точность в полигонометрии 4 класса обеспечивают теодолиты Т2, 2Т2; в полигонометрии 1 и 2 разрядов – указанные выше и Т5, 2Т5, Т5К, 2Т5К.

Кроме этого, в полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов разрешается применять теодолиты ТБ-1 и ОТС, изготовлявшиеся ранее, и теодолиты, выпускаемые за рубежом. Аналогами теодолита Т2 по точности и назначе-

нию являются теодолиты Theo 010 ($m_{\beta} = 2''$) и Theo 010 А предприятия «Карл Цейсс Йена» (Германия), Те-В1 завода МОМ (Венгрия). Из равно- точных теодолиту Т5 приборов можно назвать Theo 020 ($m_{\beta} = 4''$) и Theo 020 А предприятия «Карл Цейсс Йена» (Германия), Те-Д2 и Те-Д4 завода МОМ (Венгрия).

В настоящее время наиболее распространенные оптические теодоли- ты – 3Т2КП и 3Т5КП, применяемые для измерения углов в триангуляции, полигонометрии, в сетях сгущения, в прикладной геодезии, астрономо- геодезических измерениях и т.д.

3.1.2. Теодолиты типа Т2 и Т5

Теодолиты Т2 – точные оптические теодолиты с цилиндрической сис- темой вертикальных осей с поворотным горизонтальным лимбом, оптиче- ским микрометром с раздвижными клиньями и оптическим центриром.

В теодолите использован принцип совмещения отсчета по двум диа- метрально противоположным сторонам угломерного круга.

В левом (большом) окошке видно изображение штрихов лимба ос- новной (вверху) и диаметрально противоположной (внизу) сторон круга. Цена наименьшего деления на лимбе, ограниченного двумя бифилярными штрихами на горизонтальном круге или двумя одинарными штрихами на вертикальном круге, равна $20'$. Градусные деления подписаны.

В правом окошке видны часть десятиминутной шкалы микрометра и неподвижный отсчетный индекс. Цена деления микрометра $1''$. Слева от шкалы дана оцифровка минут, справа – десятков секунд.

Для взятия отсчета необходимо вращением головки микрометра тщательно совместить в левом окошке изображения верхних и нижних штрихов лимба. Отсчет градусов осуществляют по верхнему изображе- нию. Десятки минут определяют по числу интервалов, заключенных меж- ду зафиксированным верхним и отличающимся от него на 180° нижним градусными штрихами (штрихи верхнего и нижнего изображений движут- ся навстречу друг другу с одинаковой скоростью, поэтому цена деления уменьшается в два раза).

По неподвижному индексу шкалы микрометра отсчитывают едини- цы минут, секунды и десятые доли секунд.

Теодолиты серии 2Т и 3Т относятся к группе унифицированных тео- долитов. Устройство и назначение прибора такое же, как Т2, однако есть отличительные особенности:

– уменьшена высота прибора за счет более короткой зрительной трубы;

– сетка нитей зрительной трубы неподвижна и для коррекции коллимационной ошибки служит специальное клиновое кольцо, поворачивая которое можно добиться смещения вертикальной оси трубы относительно горизонтальной;

– теодолиты 2Т2 и 3Т2КП уже за счет уменьшения размера оптического микрометра;

– для ускорения установки горизонтального круга на необходимое число градусов прибор имеет круг-искатель, разделенный через 10° и укрепленный неподвижно на горизонтальном круге. Градусное деление круга можно видеть через иллюминаторы;

одной из основных особенностей теодолитов серий 2Т и 3Т является новая система отсчитывания по микроскопу (рис. 2.12). В поле зрения отсчетного микроскопа видны три окошка. В центральном окошке осуществляется совмещение изображений штрихов диаметрально противоположных сторон угломерного круга. Далее в верхнем окошке отсчитывают градусы и десятки минут. Цифра, соответствующая числу десятков минут, находится под числом градусов. Единицы минут, секунды и десятые доли секунды отсчитывают по неподвижному индексу шкалы микрометра.

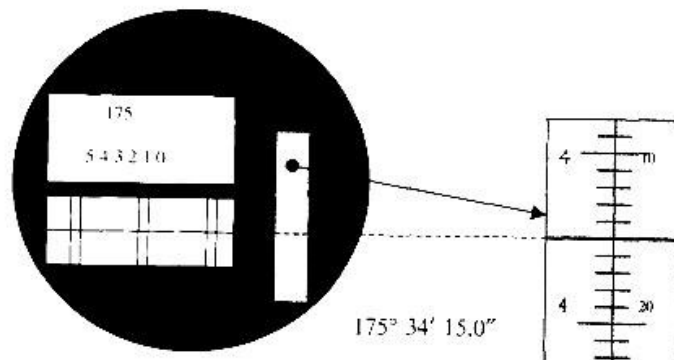


Рис. 2.12. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита 3Т2 КП

Теодолит Т5 – точный повторительный оптический теодолит с цилиндрической системой вертикальных осей, применяется для угловых измерений в разрядной полигонометрии. Зрительная труба обратного изображения. За основное принято рабочее положение теодолита, когда вертикальный круг находится справа от наблюдателя. Снабжен уровнями при

горизонтальном и вертикальном кругах. Зажимные и наводящие винты соосны. В поле зрения одностороннего отсчетного микроскопа одновременно видны изображения штрихов горизонтально (Г) и вертикально (В) кругов. Шкалы отсчетного микроскопа содержат по 60 делений. Отсчетным индексом является градусный штрих. Точность отсчитывания $0,1'$.

3.1.3. Теодолит ТБ-1

Теодолит ТБ-1 состоит из следующих частей: зрительной трубы, колонки, лимбовой части, подставки, мостика с визирной вешкой, камеры подсветки и буссоли. Теодолит снабжается также призмными насадками на окуляры трубы и микроскопа (предназначенными для астронаблюдений), а также красным светофильтром (для наблюдения солнца).

Зрительная труба теодолита состоит из объектива, окуляра и фокусирующей линзы.

Фокусировка на предмет осуществляется вращением кольца.

Труба снабжена сеткой, устройство которой позволяет передвигать ее в горизонтальном и вертикальном направлениях.

Исправительные винты сетки защищены отвинчивающейся крышкой.

Зеркало ночной подсветки скреплено с барабанчиком, находящимся на трубе. Поворотом барабанчика можно включать и выключать освещение сетки трубы.

Над корпусом инструмента установлена колонка, которая является основной частью инструмента. К колонке крепятся: оптический микрометр, переключатель лимбов, зрительная труба, мостик визира, буссоль, уровни и др.

Оптический микрометр находится в правой части колонки (при первом положении трубы). На колонке имеется 3 уровня: один круглый и два цилиндрических.

Круглый уровень служит для грубого приведения главной оси теодолита в вертикальное положение. Для его юстировки имеются три исправительных винта.

При алидаде горизонтального лимба имеется цилиндрический уровень, служащий для точного приведения в вертикальное положение главной оси теодолита.

В левой части колонки находится вертикальный лимб с контактными цилиндрическим уровнем.

Поворот уровня вокруг оси вращения трубы вместе с кронштейном, к которому он прикреплен, достигается вращением винта с надписью «Ур» на его головке; при этом получает вращение вокруг той же оси и призмальный блок вертикального лимба, благодаря чему в левом окошке поля зрения микроскопа видно верхнее прямое изображение вертикальных штрихов лимба неподвижным, а нижнее (перевернутое) изображение – перемещающимся.

Лимбовая часть состоит из осевого устройства с горизонтальным лимбом.

Поле зрения и снятие отсчетов

В поле зрения микроскопа имеется два окна (рис. 2.13).

В левом окошке вверху видно прямое изображение, внизу – перевернутое, отличающееся от верхнего на 180° .

Штрихи горизонтального лимба нанесены двойными. Штрихи вертикального – одинарными.

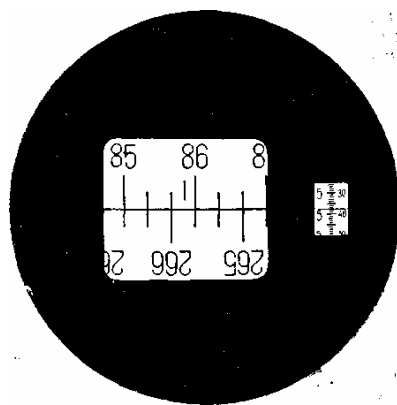


Рис. 2.13. Поле зрения микроскопа

Вверху имеется неподвижный индекс, по которому можно делать грубые отсчеты.

В правом окошке видны деления шкалы микрометра и неподвижный горизонтальный штрих.

Чтобы произвести точный отсчет по лимбу, нужно повернуть барабан микрометра так, чтобы верхние и нижние деления лимба в окошке точно совпали.

Отсчет числа градусов производится по верхнему изображению штрихов.

Сначала отсчитывается ближайшее число градусов, находящееся слева от неподвижного индекса или непосредственно над ним.

Затем отсчитывается число десятков минут, равное числу интервалов, заключенных между верхним штрихом, который соответствует отсчитанному числу градусов, и нижним штрихом, расположенным на диаметрально-противоположной части лимба, отличающимся от верхнего на 180° .

Число единиц минут отсчитывается в правом окошке по левому ряду чисел.

Десятки секунд отсчитываются в том же окошке по правому ряду чисел.

Число единиц секунд равно числу делений, заключенных между отсчетом десятков секунд и неподвижным горизонтальным штрихом.

Например, положение, показанное на рис. 2.13, соответствует отсчету $85^\circ 55' 37''{,}5$.

Примечание:

1. Отсчеты углов по горизонтальному и вертикальному лимбам производятся одинаково.

2. Перед отсчетом по вертикальному лимбу необходимо привести пузырек уровня вертикального лимба на середину.

3. Для достижения большей точности отсчеты снимают с различных участков лимба.

3.1.4. Поверки теодолитов

Теодолиты должны удовлетворять ряду технологических и геометрических условий, вытекающих из принципов измерения горизонтальных и вертикальных углов.

Рассмотрим последовательность операций поверки и исследования точных оптических теодолитов, обязательно выполняемых перед началом полевых работ:

1. Осмотр теодолита: выявляются механические повреждения, затрудняющие работу с прибором, проверяются работоспособность замков и винтов, плавность вращения отдельных частей, четкость и контрастность изображения в отсчетном микроскопе, отсутствие перекоса изображения штрихов лимба в отсчетном микроскопе и т.д.

2. Вращение подъемных винтов подставки теодолита должно быть легким и плавным.

3. Подставка и штатив теодолита должны обеспечивать его азимутальную устойчивость. После установки теодолита на штативе в рабочее положение крест сетки нитей зрительной трубы тщательно наводят на уда-

ленную точку. Легким усилием разворачивают головку в одну сторону, а затем в противоположную. Если после каждого действия изображение возвращается на крест нитей, то штатив достаточно устойчив. В противном случае необходимо затянуть винты головки и ножек штатива и повторить поверку. Аналогично, прилагая легкие усилия, поворачивают подставку, убеждаясь в ее устойчивости. Если изображение точки не вернулось на крест сетки и отстоит от него на величину, превышающую двойную толщину нити сетки, то подъемные винты имеют качку и их необходимо дополнительно регулировать.

4. Ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга теодолита должна быть перпендикулярна к его вертикальной оси.

5. Ось круглого уровня при алидаде горизонтального круга должна быть параллельна вертикальной оси теодолита. Поверка может быть выполнена как для цилиндрического уровня. Однако при наличии двух уровней юстировку круглого ведут исправительными винтами после точной установки теодолита в рабочее положение по цилиндрическому уровню.

6. Сетка нитей должна быть установлена правильно (вертикальная нить сетки должна лежать в коллимационной плоскости трубы). В теодолитах Т2, Т5, Т5К снимают колпачок, закрывающий юстировочные винты сетки, слегка отпускают винты, скрепляющие окуляр с корпусом трубы, и поворачивают окуляр вместе с сеткой. В теодолитах 2Т2, 2Т5, 3Т2КП, взявшись за колпачок, поворачивают окуляр вместе с сеткой, после чего поверку повторяют. Если опять условие не соблюдено, то необходимо произвести частичную разборку окуляра в условиях мастерской и исправить наклон сетки.

7. Смещение визирной оси по азимуту при вращении зрительной трубы вокруг горизонтальной оси теодолита не допускается. При работе наводящим винтом трубы наблюдают перемещение удаленной точки по вертикальной нити сетки. При обнаружении смещения трубы по азимуту дефект устраняется в условиях мастерской.

8. Визирная ось трубы должна быть перпендикулярна к горизонтальной оси теодолита. В теодолитах с двусторонней отсчетной системой по лимбу Т2, 2Т2, Theo 010 А и др.

$$C = \frac{L - П \pm 180^0}{2}. \quad (2.84)$$

В теодолитах с односторонней системой отсчетов по лимбу Т5, 2Т5, Т5К и др. разность отсчетов $L - П$ будет искажена не только влиянием коллимационной ошибки C , но и влиянием эксцентриситета алидады, величина которого в отдельных образцах теодолитов может достигать $\pm 1'$. В этих приборах выполнение условия проверяют в следующем порядке: приводят ось вращения теодолита в отвесное положение, визируют на одну и ту же точку при двух положениях вертикального круга и получают по горизонтальному кругу отсчеты L_1 и $П_1$. Затем, открепив винт подставки, поворачивают теодолит в подставке на 180° , после чего приводят ось вращения в отвесное положение и визируют снова на ту же точку при двух положениях вертикально круга. Получают отсчеты по горизонтальному кругу L_2 и $П_2$. Величину C получают по формуле

$$C = \frac{L_1 - П_1 \pm 180^0 + L_2 - П_2 \pm 180^0}{4}. \quad (2.85)$$

Допустимая величина коллимационной ошибки в настоящее время регламентируется инструкциями по проведению геодезических работ. В теодолитах, предназначенных для измерения углов в полигонометрии 4 класса, величина $2C$ не должна быть более $20''$. В теодолитах со шкаловым микроскопом считается, что величина $2C$ не должна превышать удвоенной величины точности отсчитывания. Для устранения коллимационной ошибки необходимо изменить положение визирной оси в зрительной трубе. В трубах теодолитов Т2, Т5, Theo010 и др., имеющих юстировочные винты у сетки нитей, этого добиваются смещением сетки нитей в горизонтальном направлении; в трубах теодолитов 2Т2, 2Т5, 3Т2 КП, в которых сетка нитей установлена неподвижно, причем перекрестие отцентрировано относительно оптической оси зрительной трубы и изменение положения сетки конструкцией не предусмотрено, коллимационную ошибку устраняют, поворачивая всю зрительную трубу путем вращения клинового кольца. Действия при этом выполняют в следующем порядке: а) устанавливают по горизонтальному кругу отсчет, равный $L - C$ или $П + C$. В теодолитах с микрометром этого добиваются вращением рукоятки микрометра, устанавливая отсчет минут и секунд, и вращением наводящего винта алидады горизонтального круга, совмещая изображения штрихов (в теодолитах со шкаловым микроскопом установку отсчета выполняют вращением наводящего винта алидады горизонтального круга). При этом действии изображение точки сместится с креста сетки нитей; б) возвращают изображение точки в прежнее положение вращением клинового кольца специаль-

ным ключом (для Т2 – шпилькой при слегка отпущенных вертикальных исправительных винтах перемещают оправу сетки при помощи боковых исправительных винтов). Эту поверку выполняют многократно.

9. Место нуля MO (место зенита MZ) вертикального круга должно быть равным или близким к нулю. MO – это отсчет по вертикальному кругу, при котором визирная ось трубы горизонтальна, а пузырек уровня находится в нуль-пункте. (MZ – отсчет по вертикальному кругу, если визирная ось зрительной трубы вертикальна, а алидада вертикального круга установлена по ее уровню в положение, которое она занимает при измерении вертикальных углов). При MZ , равном 0° , визирная ось занимает отвесное положение. Значения MO и MZ для точных теодолитов вычисляют по формулам

$$MO = [P + (L + 180^0)] / 2; \quad MZ = (L + P + 360^0) / 2. \quad (2.86)$$

При двойной оцифровке шкалы отсчетного микроскопа вертикального круга (Т5 и Т5К) $MO = (L + P) / 2$. Для исправления MZ в теодолитах без компенсатора пузырьки уровня приводят в нуль-пункт и на вертикальном круге устанавливают отсчет, равный $MZ + 90^\circ$. Далее, вращая наводящий винт, точно совмещают изображения штрихов в большом окошке отсчетного микроскопа, а юстировочными винтами уровня совмещают концы пузырька. В теодолитах с компенсаторами для исправления MO зрительную трубу, наведенную на точку, из наблюдений которой определяли MO , наклоняют наводящим винтом на величину MO . Затем, действуя юстировочными винтами сетки нитей, аккуратно перемещают ее в вертикальном направлении до совмещения средней нити сетки с наблюдаемой точкой. Чтобы не нарушить условия перпендикулярности осей, определение и исправление коллимационной ошибки и MO надо выполнять совместно.

10. Значения коллимационной ошибки C и места нуля MO (MZ), определенные по разноудаленным визирным целям, должны быть постоянными. Значения коллимационной ошибки определяют при визировании на различные удаленные цели с тем, чтобы не только выявить величину коллимационной ошибки, но и колебания в ее значениях, возможные главным образом вследствие: 1) неправильного движения фокусирующей линзы зрительной трубы и 2) внецентренности визирной оси. Для этого наблюдают цели, расположенные в одном створе (с отклонением не более $\pm 3^\circ$) и на одном горизонте (в пределах $\pm 0,5^\circ$), удаленные от теодолита на расстояния S_{min} , S_∞ и S_i . Для теодолитов Т2, Т5 и им равноточных рекомендуются следующие расстояния: $S_{min} = 2$ м, $S_i = 10$ м и $S \leq 1000f$, где f – фокусное расстояние телеобъектива трубы. Например, для теодолита Т2 S_{max} будет

равно 250 м. Измерения в одной серии состоят в следующем: а) при КЛ наводят трубу последовательно на цели, начиная с правой. Установку трубы по предмету выполняют движением кольца (или маховичка) фокусирующей линзы по ходу часовой стрелки. Производят отсчеты по горизонтальному кругу (L_{1i}); б) при круге лево наводят трубу на цели в обратном порядке (начиная с последней). Установку трубы по предмету выполняют движением кольца (маховичка) против часовой стрелки. Производят отсчеты по горизонтальному кругу (L_{2i}); в) переводят трубу через зенит и при круге право повторяют действия, указанные в пункте б. Производят отсчеты P_{1i} ; г) при круге право повторяют действия, указанные в пункте а. Производят отсчеты P_{2i} . Для каждого расстояния вычисляют C . При исследовании теодолитов Т2 выполняют две серии наблюдений, для Т5 – не менее четырех. Наблюдения считаются доброкачественными, если расхождения отдельных значений C в разных сериях, относящихся к одним и тем же расстояниям, не превышают 2,5" для теодолитов Т2, 2Т2 и 10" для теодолитов Т5, 2Т5 и т.д. Изменение коллимационной ошибки ΔC_i определяют по формуле $\Delta C_i = C_{iCP} - C_{\infty CP}$, где C_{iCP} и $C_{\infty CP}$ – средние величины коллимационных ошибок, определенных для расстояний S_i и S_{∞} в разных сериях. Предельная величина ΔC_i , установленная заводом для теодолитов Т2 и 2Т2, равна 3", для Т5, Т5К и т.д. – 10". Одновременно берут отсчеты по вертикальному кругу и вычисляют ΔMO_i (ΔMZ_i).

11. Ось вращения трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита. Оптические теодолиты не имеют исправительных винтов для приведения горизонтальной оси вращения трубы в положение, перпендикулярное к оси вращения прибора, так как перемещение оси вращения трубы нарушило бы юстировку отсчетного микроскопа. Проверка должна быть завершена определением угла i , на который отклоняется ось вращения трубы от положения, перпендикулярного к оси вращения алидады. Для определения величины угла i измеряют расстояние от теодолита до точки m , расстояние между точками m_1 и m_2 , спроектированными при горизонтальном положении трубы, и угол наклона v при визировании на точку M . Пусть точка J – точка пересечения визирной оси и оси вращения трубы. Тогда можно записать

$$M_1 m = S \cdot \operatorname{tg} v. \quad (2.87)$$

Угол наклона оси вращения трубы i будет образован отвесной линией $M_1 m$ и линией $M_1 m_1$ – пересечением коллимационной плоскости с плоскостью $M_1 m_1 m_2$. (Коллимационная плоскость зрительной трубы – плоскость, проходящая через геометрическую ось вращения алидадной части

теодолита и перпендикулярная к горизонтальной оси вращения зрительной трубы). Ввиду малости этого угла можно записать:

$$i = \frac{m_1 m}{M_1 m}. \quad (2.88)$$

С учетом формулы (2.87), а также того, что $m_1 m = \frac{1}{2} m_1 m_2$, формула (2.88) примет вид:

$$i = \frac{m_1 m_2}{2S \cdot \operatorname{tg} \nu} \cdot \rho. \quad (2.89)$$

Значение величины угла i следует ожидать не превышающим $10''$. Неперпендикулярность осей вращения трубы и теодолита может быть устранена только в мастерской.

12. Визирная ось оптического визира должна быть параллельна визирной оси трубы. Зрительную трубу наводят на визирную цель, расположенную на расстоянии более 150 м, а затем, работая наводящими винтами теодолита, на нее точно наводят перекрестие визиров. При существенном смещении креста сетки нитей с визирной цели угловую величину смещения по горизонтали и вертикали измеряют теодолитом. Если она более $2'$, то положение оптического визира исправляют.

13. Визирная ось оптического центра, встроенного в алидадную часть теодолита, должна быть совмещена с его вертикальной осью вращения. Изображение точки после поворота должно оставаться на месте или отклоняться от центра сетки не более чем на три толщины нити (0,5 мм на местности).

14. Компенсатор отсчетной системы вертикального круга должен обеспечивать постоянство отсчета при наклонах вертикальной оси теодолита в допустимых пределах. *Точность работы компенсатора*: теодолит приводят в рабочее положение, расположив один из подъемных винтов по направлению точки визирования. Наводят на точку и берут отсчет по вертикальному кругу. Повернув алидаду на 90° , наклоняют вертикальную ось теодолита подъемным винтом на 2 – 3 деления уровня и, визируя на ту же точку, берут второй отсчет. Аналогично осуществляют наклон в противоположную сторону и берут третий отсчет. Для теодолитов Т5К и 2Т5К различие отсчетов не должно превышать $0,1'$. *Проверка предела работы компенсатора*: устанавливают теодолит по уровню и берут отсчет по вертикальному кругу. Далее вращают подъемный винт (расположенный в коллимационной плоскости) до тех пор, пока отсчет по вертикальному кругу не перестанет изменяться, и берут второй отсчет. Аналогично – при

вращении в противоположную сторону. Берут третий отсчет. Разность второго и третьего отсчетов является диапазоном работы компенсатора и должна быть не менее 6' для теодолита Т5К и 7' для 2Т5К. Первый отсчет позволяет определить асимметрию действия компенсатора. Юстировка выполняется в мастерской для теодолита Т5К и вращением юстировочного винта компенсатора – для 2Т5К.

3.1.5. Исследования точных оптических теодолитов

Теодолиты, предназначенные для измерения углов в полигонометрии, должны быть обязательно исследованы. Полные исследования в теодолитах выполняют в лабораторных условиях по программе, предусмотренной ГОСТом, и результаты вносят в паспорт прибора; неполные исследования выполняют перед началом полевых работ согласно действующей инструкции. В частности, в теодолите в этом случае исследуются:

- 1) правильность работы оптического микрометра и его ошибки;
- 2) рен оптического микрометра;
- 3) эксцентриситет алидады горизонтального круга;
- 4) эксцентриситет горизонтального круга.

Исследования проводят после испытаний, поверки и юстировки теодолита, так как прибор должен быть приведен в рабочее состояние.

Исследование правильности работы и ошибок оптического микрометра производят в два этапа:

- 1) определение ошибок совмещения штрихов (по горизонтальному и вертикальному кругам);
- 2) исследование систематических ошибок оптического микрометра.

Определение ошибок совмещения концов изображений штрихов горизонтального и вертикального кругов. Средняя квадратическая ошибка одного совмещения определяется по формуле

$$m = \sqrt{\frac{[d^2]}{2n}}, \quad (2.90)$$

где d – разности отсчетов при двух совмещениях штрихов круга, n – число установок.

При произвольных (например, через 15° для горизонтального и через 5° для вертикального кругов) установках лимба производят по два совмещения штрихов и вычисляют разности d_i соответствующих отсчетов по микрометру. Отсчеты записывают и обрабатывают в таблице. Совмещение

изображений штрихов следует заканчивать вращением головки оптического микрометра по ходу часовой стрелки. Для теодолитов типа Т2 ошибка m не должна превышать 0,5" и 0,6" соответственно для горизонтального и вертикального кругов.

Исследование систематических ошибок оптического микрометра

Шкала микрометра должна быть равномерной (одномасштабной). Несоблюдение этого условия ведет к появлению систематических ошибок оптического микрометра, о которых судят по отклонениям от среднего значения измеряемого угла β , укладываемого целое число раз в пределах шкалы микрометра.

Для теодолитов типа Т2 измеряют угол β , равный 1' или 2' на 10-ти или 5-ти установках микрометра. Визирная марка (листок бумаги с двумя тонкими вертикальными штрихами) крепится на стене на высоте теодолита на расстоянии 10 – 15 м от него. Интервалы l между штрихами рассчитывают по формуле

$$l = (\beta S) / \rho, \quad (2.91)$$

где S – расстояние до марки. На всех установках зрительную трубу наводят сначала на левое, потом на правое направление, а затем наоборот. Программа исследований состоит из двух прямых и двух обратных ходов. Максимальное отклонение (полученное из всех измерений) от среднего значения угла β не должно превышать 1,5".

3.2. Источники ошибок при измерении углов

Основными источниками ошибок при измерении углов являются:

1) неточное положение визирных марок над центрами знаков. При измерении угла визирные марки должны быть установлены точно над центром знака, т.е. ось вращения марки, совпадающая с осью симметрии визирной цели, должна проходить точно через центр знака. Если этого нет, возникает ошибка в измерении угла, которую называют ошибкой редукции;

2) неточное положение угломерного прибора над центром знака. Ось вращения теодолита во время измерения угла должна проходить через центр знака. Несоблюдение условия вызывает ошибку, которую называют ошибкой центрирования;

3) несовершенство угломерного прибора. Создать прибор, точно соответствующий его теоретической схеме, невозможно вследствие неизбежных ошибок изготовления и сборки его деталей, а также остаточных

ошибок юстировки. Вследствие этого возникает ряд ошибок, которые называются ошибками приборов;

4) ошибка собственно измерения угла. Эта ошибка складывается из ошибок визирования, отсчета и личной ошибки наблюдателя;

5) внешние условия – неблагоприятные условия среды, через которую проходит визирный луч;

6) ошибка исходных данных. Эта ошибка, не оказывая влияния непосредственно на угловые измерения, влияет на величину невязки.

Считая, что все перечисленные источники действуют самостоятельно и могут вызвать ошибку в положении конечной точки полигонометрического хода, можно среднюю квадратическую величину поперечного сдвига m_u вытянутого хода представить формулой

$$m_u^2 = m_p^2 + m_{\psi}^2 + m_{np}^2 + m_{изм}^2 + m_{вн}^2 + m_{исх}^2. \quad (2.92)$$

Если считать измерения равноточными, применяя принцип равных влияний, получаем

$$m_p = m_{\psi} = \mathbf{K} = m_{исх} = \frac{m_u}{\sqrt{6}}. \quad (2.93)$$

Поперечные и продольные ошибки

$$m_u = m_t = \frac{M}{\sqrt{2}}. \quad (2.94)$$

Переходя от (2.94) к предельным относительным ошибкам, получим

$$\frac{\text{пред. } u}{L} = \frac{\text{пред. } t}{L} = \frac{\text{пред. } f_S}{L\sqrt{2}}; \quad (2.95)$$

$$\frac{\text{пред. } f_S}{L} = \frac{1}{T}; \quad (2.96)$$

$$\frac{\text{пред. } u}{L} = \frac{1}{T\sqrt{2}}; \quad (2.97)$$

$$\frac{\text{пред. } \Delta p}{L} = \frac{\text{пред. } \Delta \psi}{L} = \mathbf{K} = \frac{\text{пред. } \Delta_{исх}}{L} = \frac{1}{T\sqrt{12}} = \frac{1}{3,5T}. \quad (2.98)$$

Таким образом, каждая составляющая ошибки измерения угла будет

$$\text{пред } \Delta = \frac{L}{3,5T}, \quad (2.99)$$

где L – длина замыкающей; T – знаменатель предельной относительной ошибки полигонометрического хода.

3.2.1. Ошибка редукции

Необходимо измерить угол ACB ($\angle ACB = \beta$) (рис. 2.14). Будем считать, что теодолит в точке C и марка в точке B центрированы безошибочно, марка в точке A центрирована с ошибкой.

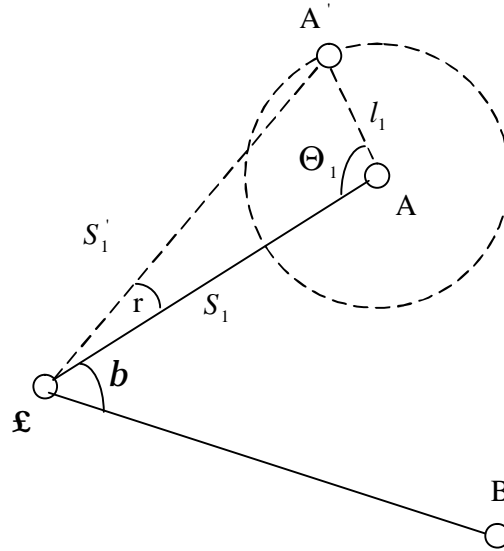


Рис. 2.14. Схема ошибки редукции

Тогда в измеряемый угол мы вносим ошибку редукции r . Расстояние $AA' = l'$ называется линейным элементом редукции. На ошибку измерения горизонтального угла окажет влияние не только величина линейной ошибки центрирования марки, но и ее направление, т.е. угол θ_1 (тэта), называемый угловым элементом редукции. Так, если θ_1 равен нулю или 180° , т.е. если линейный элемент редукции направлен по стороне измеряемого угла, то неточность центрирования марки в точке A не окажет никакого влияния на точность измерения горизонтального угла. При $\theta_1 = 90^\circ$ или 270° в измеряемый угол будет внесена максимальная ошибка. Так как линейный элемент редукции может быть направлен в любую сторону, то точка A' может занимать различное положение относительно точки A , а угол θ_1 может принимать любое значение от 0 до 360° . Геометрическим местом случайных положений точки A' будет окружность радиуса l_1 с центром в точке A .

Из треугольника ACA' запишем:

$$\frac{\sin r}{l_1} = \frac{\sin \theta_1}{S_1'} \quad (2.100)$$

При аккуратных измерениях угол r мал, а расстояние S_1' и S близки между собой, учитывая это, можно записать:

$$r'' = \frac{l_1 \sin \theta_1}{S_1'} \rho'' . \quad (2.101)$$

Средняя квадратическая ошибка, вызванная неточной установкой вехи в точке A , может быть выражена как

$$m_p^2 = \frac{[r^2]}{n} , \quad (2.102)$$

где $n = 2\pi$.

Подставляя в формулу (2.102) формулу (2.101), получим

$$m_p^2 = \frac{\left[\frac{l_1^2 \sin^2 \theta_1}{S_1'^2} \rho^2 \right]}{2\pi} = \frac{l_1^2 \rho^2}{2\pi S^2} \sum \sin^2 \theta_1 ; \quad (2.103)$$

$$m_p^2 = \frac{l_1^2 \rho^2}{2\pi S^2} \int_0^{2\pi} \sin^2 \theta_1 d\theta_1 ; \quad (2.104)$$

$$\int_0^{2\pi} \sin^2 \theta_1 d\theta_1 = \pi ; \quad (2.105)$$

$$m_p = \frac{l\rho}{S\sqrt{2}} . \quad (2.106)$$

Для каждого из направлений

$$m_{p_1} = \frac{l\rho}{S_1\sqrt{2}} ; \quad m_{p_2} = \frac{l\rho}{S_2\sqrt{2}} . \quad (2.107)$$

Ошибка измерения угла будет

$$m_c^2 = m_{p_1}^2 + m_{p_2}^2 ; \quad (2.108)$$

$$m_c = \frac{l_1^2 \rho^2}{2} \left(\frac{1}{S_1^2} + \frac{1}{S_2^2} \right) . \quad (2.109)$$

При $S_1 = S_2$

$$m_c = \frac{l_1 \rho}{S} - \text{с.к.о. угла} ; \quad (2.110)$$

$$m_p = \frac{l_1 \rho}{S\sqrt{2}} - \text{с.к.о. направления} . \quad (2.111)$$

Из (2.106) можно получить l , т.е., зная точность измерения угла и длину направления, можно определить величину l или определить, с какой точностью необходимо производить центрирование.

Пример: $m_p = 2''$, $S = 100$ м, $l = 1,0$ мм.

Такую точность может обеспечить оптический центрир.

Анализируя сказанное, приходим к выводам:

1) влияние ошибки редукции на ошибку измерения угла не зависит от его величины и обратно пропорционально длинам сторон, образующих угол;

2) влияние ошибки редукции тем больше, чем больше отличаются между собой длины сторон измеряемого угла.

3.2.2. Центрирование теодолита

Предположим, что при измерении угла ACB (β) (рис. 2.15) марки в точках A и B отцентрированы безошибочно, а теодолит центрирован не в точке C , а в точке C' .

Тогда угол β будет измерен с ошибкой c ; e – линейный элемент центрирования; θ – угловой элемент центрирования.

Ошибка центрирования c из треугольника CAC' будет

$$c_A'' = \rho'' \frac{e}{S_A} \sin \theta, \quad (2.112)$$

аналогично из треугольника CBC'

$$c_B'' = \rho'' \frac{e}{S_B} \sin(\theta - \beta). \quad (2.113)$$

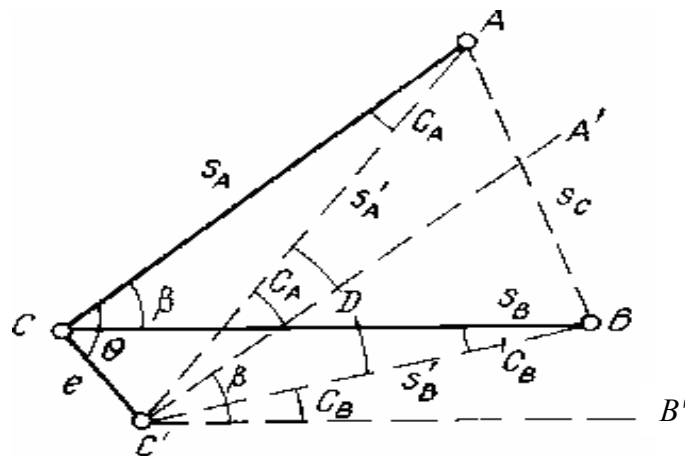


Рис. 2.15. Схема ошибки центрирования

Так как линейный элемент центрирования невелик, то

$$c_B'' - c_A'' = \rho'' e \left(\frac{\sin(\theta - \beta)}{S_B'} - \frac{\sin \theta}{S_A'} \right). \quad (2.114)$$

Возведя в квадрат (2.114), получим

$$(c_B'' - c_A'')^2 = \rho^2 e^2 \left(\frac{\sin^2(\theta - \beta)}{S_B'^2} + \frac{\sin^2 \theta}{S_A'^2} - 2 \frac{\sin(\theta - \beta) \sin \theta}{S_B'^2 S_A'^2} \right). \quad (2.115)$$

Разделив почленно (2.115) на $n = 2\pi$ и суммируя, получим среднюю квадратическую ошибку центрирования

$$m_u^2 = \frac{l^2 \rho^2}{2\pi} \left\{ \frac{1}{S_A'^2} [\sin^2 \theta] + \frac{1}{S_B'^2} [\sin^2(\theta - \beta)] - \frac{2}{S_A' S_B'} + [\sin(\theta - \beta) \sin \theta] \right\}; \quad (2.116)$$

$$\left. \begin{aligned} [\sin^2(\theta - \beta)] &= \int_0^{2\pi} \sin^2(\theta - \beta) d\theta = \pi \\ [\sin^2 \theta] &= \int_0^{2\pi} \sin^2 \theta d\theta = \pi \\ [\sin(\theta - \beta) \sin \theta] &= \int_0^{2\pi} \sin(\theta - \beta) \sin \theta d\theta = \pi \cos \beta \end{aligned} \right\}. \quad (2.217)$$

С учетом (2.117) формула (2.116) будет

$$m_u^2 = \frac{l^2 \rho^2}{2} \left\{ \frac{1}{S_A'^2} + \frac{1}{S_B'^2} - 2 \frac{\cos \beta}{S_A' S_B'} \right\}. \quad (2.118)$$

Приведем к общему знаменателю

$$m_u^2 = \frac{l^2 \rho^2}{2 S_A'^2 S_B'^2} \{ S_B'^2 + S_A'^2 - 2 S_A' S_B' \cos \beta \}. \quad (2.119)$$

В формуле (2.119)

$$S_B'^2 + S_A'^2 - 2 S_A' S_B' \cos \beta = S_C'^2 - \text{длина замыкающей}. \quad (2.120)$$

Таким образом,

$$m_u^2 = \frac{l^2 \rho^2 S_C'^2}{2 S_A'^2 S_B'^2}. \quad (2.121)$$

Если $S_A = S_B = S$, то $S_C = 2S$;

$$m_w = \rho \frac{l}{S} \sqrt{2}. \quad (2.122)$$

Из полученной формулы следует, что:

а) влияние ошибки центрирования теодолита на ошибку измерения угла зависит от его величины. Наибольшее влияние ошибка центрирования теодолита при прочих равных условиях будет оказывать при измерении углов, близких к 180° , т.е. при прокладывании полигонометрических ходов вытянутой формы необходимо особое внимание уделять центрированию теодолитов;

б) влияние ошибки центрирования обратно пропорционально длине сторон, образующих угол;

в) ошибка от неточного центрирования зависит от величины линейного смещения установки теодолита (линейного элемента);

г) при сравнении формул (2.122) с (2.110) видно, что $m_{\mu} = m_p$ при

$$e = \frac{l_1}{\sqrt{2}}, \quad (2.123)$$

т.е. чтобы влияние ошибки за центрирование равнялось ошибке за редукцию, линейный элемент центрирования должен быть в $\sqrt{2}$ меньше, чем линейный элемент редукции, т.е. центрирование прибора надо проводить более тщательно.

3.2.3. Ошибки прибора

Ошибки прибора имеют определенно выраженный систематический характер и вызываются в основном:

- а) ошибками делений лимба;
- б) ревом отсчетной системы;
- в) эксцентриситетом;
- г) наклоном лимба;
- д) коллимационной ошибкой;
- е) наклоном оси вращения трубы;
- ж) неустойчивостью прибора.

Рассмотрим влияние одной из ошибок на точность измерения углов, предполагая, что другие ошибки отсутствуют.

Эксцентриситет. Вращение горизонтального круга (лимба) и алидадной части теодолита должно происходить вокруг общей геометрической вертикальной оси. Следовательно, центры вращения лимба и алидады должны совпадать с центром окружности, по которой нанесены деления лимба. Несоблюдение этих условий, которое имеет место из-за неизбеж-

ных технических ошибок центрировки круга и сборки прибора, вызывает эксцентриситет.

Различают эксцентриситет алидады, эксцентриситет круга и эксцентриситет осей.

В теодолитах с оптическим микрометром при совмещении диаметрально противоположных штрихов лимба влияние эксцентриситета на отсчет по кругу исключается. Однако значительная его величина приводит к изменению величины рена на разных частях круга.

3.2.4. Ошибка собственно измерения угла

При измерении углов существенную роль играют ошибки наведения трубы на визирные цели – ошибки визирования и ошибки отсчета при помощи отсчетного приспособления.

Ошибка визирования. Эта ошибка характеризует ту точность, с которой совмещаются изображения пересечения нитей сетки и точки наблюдаемой визирной цели.

Зависит не только от увеличения трубы, ее разрешающей способности, но и от остроты глаза наблюдателя, которую в среднем считают равной $60''$ ($50'' < \delta < 120''$).

$$m_{\text{виз}} = \frac{60''}{\nu}. \quad (2.124)$$

Считается, что средняя квадратическая ошибка визирования на удаленную цель при биссектировании в среднем равна

$$m_{\text{виз}} = \frac{15''}{\nu}.$$

Ошибка отсчета равна $0,5''$ для точных теодолитов (половина оценяемого деления на глаз). Тогда предельная ошибка отсчета будет равна $1,5''$.

3.2.5. Ошибки вследствие влияния внешних условий

Влияние внешних условий сказывается как на самом приборе, так и на точности визирования его на наблюдаемые цели. Если первое влияние можно ослабить соответствующей программой наблюдений, то второе порождает значительные случайные и особенно опасные систематические ошибки наблюдений.

Рассмотрим более подробно влияние внешних условий на точность визирования.

1. *Боковая рефракция.* На результаты измерения углов существенное влияние оказывает рефракция. Различают рефракцию вертикальную и горизонтальную (боковую). Искривление визирного луча вследствие различной плотности воздуха в горизонтальной плоскости называется горизонтальной или боковой рефракцией.

Так, если из точки A мы наблюдаем точку B (рис. 2.16), то вследствие влияния рефракции световой луч от источника света в точке B пойдет не по прямой AB , а по некоторой сложной кривой, и мы увидим точку B не в направлении AB , а в направлении AB' .

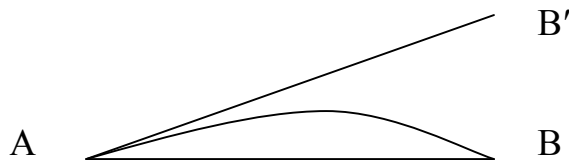


Рис. 2.16. Боковая рефракция

Поэтому измеренные горизонтальные углы будут отличаться по величине от их действительного значения. Особенно это следует иметь в виду при работе в городах, где нередки случаи измерения горизонтальных углов вблизи каменных зданий, которые нагреваются быстрее земной поверхности, но и быстрее отдают тепло близлежащим слоям воздуха. Проведенные исследования показывают, что изменения углов, вызванные влиянием боковой рефракции, могут достигать в этих случаях до $10''$ и более. Усиление влияния боковой рефракции наблюдается также тогда, когда визирный луч проходит вдоль реки, по краю оврага или сырой низменности, так как воздух над этими поверхностями имеет иную плотность, чем над сухой почвой. Днем воздух над сырой поверхностью более плотный, поэтому при дневных измерениях луч отклоняется в сторону сухой почвы, а если бы наблюдения вели в ночное время, то луч отклонялся бы в противоположном направлении.

Для ослабления влияния рефракции следовало бы проводить наблюдения в дневное и ночное время и брать среднее из полученных значений

угла. Но ввиду сложности организации таких наблюдений, а также сложности вычисления поправки за рефракцию (вследствие неустойчивости распределения температур в приземном слое воздуха) эффективной борьбы с влиянием боковой рефракции при измерении углов со средней квадратической ошибкой 2" и более не проводится.

2. *Качество изображений.* Загрязнение воздуха (наличие в нем крупнодисперсных аэрозолей, т.е. взвешенных твердых и жидких частичек, а также газов, атмосферных примесей) оказывает сильное влияние на качество наблюдений. Загрязненность атмосферы иногда приводит к тому, что на расстоянии сотни метров предметы становятся невидимыми, наблюдения приходится прекращать и выжидать более благоприятных условий. Подобные явления наблюдаются в степных районах. В северных районах на качество изображений влияют водяные пары, собирающиеся над заболоченными низинами. Особенно большая запыленность атмосферы наблюдается в промышленных городах и прилегающих к ним районах. Плохие условия видимости не только заставляют терять много времени на измерение углов, но и порождают ошибки в измерениях, во много раз превосходящие их при хороших изображениях.

3. *Колебания изображений* возникают вследствие конвекционных токов воздуха. Конвекционные токи делают изображения предмета подвижными и расплывчатыми и мешают точному наведению на него нитей зрительной трубы.

Проф. В.В. Данилов на основании многолетних исследований установил наиболее благоприятное время дня для угловых измерений. Малые, а иногда и совсем незаметные колебания изображений бывают в утренние часы, примерно через полчаса после восхода солнца и до 9 – 10 часов утра. В вечерние часы спокойные изображения начинаются с 3 – 4 часов после полудня и заканчиваются за полчаса до захода солнца. В пасмурные дни, а также в тех случаях, когда луч проходит достаточно высоко над местностью, периоды измерения углов значительно увеличиваются.

3.3. Измерение углов в полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов

В настоящее время основным способом измерения углов в полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов является способ круговых приемов. Этим способом измеряют углы на пунктах, где имеется более двух направ-

лений. На пунктах полигонометрических ходов, где имеется по два направления, производят измерения влево или вправо лежащих по ходу углов способом отдельного угла (без замыкания горизонта).

Способ круговых приемов заключается в следующем. С пункта N выбирается начальное направление с хорошей видимостью.

Установив теодолит (рис. 2.17), при круге слева последовательно визируют на пункты A, B, C, D , вращая алидаду по ходу часовой стрелки и делая при каждом визировании отсчеты, которые записывают в журнал (табл. 2.4). Повторное наведение на начальный пункт, который носит название «замыкание горизонта», производят для того, чтобы установить, сохранил ли лимб в процессе работы неподвижное положение. Приведенный цикл наблюдений составляет один полуприем.

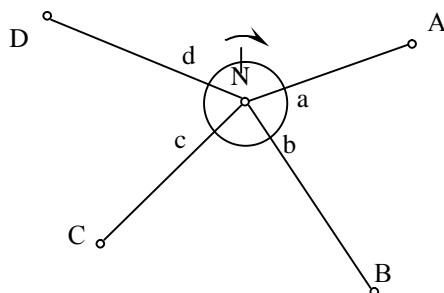


Рис. 2.17. Способ круговых приемов

После этого переводят трубу через зенит и начинают второй полуприем с визирования на начальный пункт A . Далее визируют последовательно на все пункты, но в порядке, обратном тому, который был в первом полуприеме, т.е. против хода часовой стрелки. Наводят трубу на пункты D, C, B и вновь на начальный пункт A . Запись результатов измерений во втором полуприеме производят в журнале в порядке, обратном записи в первом полуприеме (снизу вверх).

Для повышения точности измерения и контроля углов направления измеряют несколькими приемами. Каждый последующий прием выполняют так же, как и первый, но для ослабления влияния ошибок штрихов лимба переставляют его между приемами на угол σ ,

$$\sigma = \frac{180^0}{n} + 10' \text{ (или } 5'), \quad (2.125)$$

где n – число приемов.

Журнал измерения углов способом круговых приемов

Пункт _____ Теодолит ЗТ2КП № _____ Дата: _____ Наблюдатель: _____ Вычислитель: _____					Прием _____ Погода: _____ Видимость: _____ Изображения: _____			
Название направлений	Круг	Отсчеты по штрихам лимба	Отсчеты по микрометру		$\frac{a_1 + a_2}{2}$	$2C = L - (P \pm \pm 180^0)$	$\frac{L + P}{2}$	Значения приведенных к общему нулю направлений
			a_1	a_2				
1	<i>L</i>	0°01′	10,3"	11,2"	10,8"		18,2"	0°00′00,0"
	<i>P</i>	180°01′	25,0"	26,0"	25,5"	-14,7"	(0,0)	
2	<i>L</i>	86°10′	9,8"	20,4"	15,1"		29,4"	86°09′10,2"
	<i>P</i>	286°10′	8,1"	39,0"	23,6"	-18,5"	(-1,0)	
3	<i>L</i>	251°58′	9,6"	30,8"	20,2"		37,4"	251°57′17,2"
	<i>P</i>	71°58′	4,0"	45,2"	24,6"	-14,4"	(-2,0)	
1	<i>L</i>	0°01′	12,5"	12,0"	12,2"		21,2"	
	<i>P</i>	180°01′	29,1"	31,1"	30,1"	-17,9"	(-3,0)	

Незамыкание горизонта

$$\Delta_L = 12,2'' - 10,8'' = +1,4''$$

$$\Delta_P = 30,1'' - 25,5'' = +4,6''$$

$$\Delta_{CP} = (1,4 + 4,6) / 2 = 3,0''$$

$$\text{Максимальное колебание } 2C = 4,1''$$

Первый прием начинают с отсчета, близкого к 0°, во втором начальный отсчет должен быть равен σ , в третьем – 2σ и т.д., в последнем – $(n - 1)\sigma$.

Количество приемов зависит от класса или разряда полигонометрии и типа прибора (табл. 2.5).

Таблица 2.5

Количество приемов

Приборы	Полигонометрия		
	4 класс	1 разряд	2 разряд
Тип Т2	6	2	2
Тип Т5	–	3	2

Направления на стенные знаки в полигонометрии 4 класса измеряют тремя круговыми приемами после окончания измерений углов по ходу. В полигонометрии 1 и 2 разрядов измерение направлений на стенные знаки производят по программе измерения основных углов.

Результаты измерения отдельных углов или направлений на пунктах полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов в зависимости от применяемых приборов должны находиться в пределах допусков, указанных в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Допуски для приборов

Основные элементы угловых измерений	Допуски для приборов	
	типа Т2	типа Т5
Расхождения в полуприемах	8,0''	0,2'
Расхождения в приемах	8,0	0,2
Колебание значений $2C$ в приеме	12,0	–
Колебания между повторными наблюдениями начального направления в начале и конце полуприема	8,0	0,2
Колебание направлений в отдельных приемах, приведенных к общему нулю	8,0	0,2

При привязке к стенным знакам колебания направлений, приведенных к общему нулю в отдельных приемах, не должны превышать 10'' при расстояниях более 10 м и 15'' при расстояниях менее 10 м от вспомогательного до стенного знака.

При измерении углов на примычном пункте расхождения между значениями измеренного и исходного углов должны быть не более: 6" в полигонометрии 4 класса, 10" для 1 разряда и 20" для 2 разряда.

При наблюдении на визирные цели сигналов или пирамид должны учитываться элементы центрировки и редукции.

Если завершённые приемы измерений не удовлетворяют указанным допускам, то повторяют те из них, которые имеют наибольшее и наименьшее значения. Измерения повторяют на тех же установках лимба.

Так как программой наблюдений в этом способе предусмотрено замыкание горизонта на начальное направление, то возникает различие в отсчетах при визировании по этому направлению, полученных в начале и конце приема, обусловленное только ошибками наблюдений в полуприеме. Это различие можно устранить или выводом среднего из двух значений величин $\frac{1}{2}(П + Л)$, или распределением невязки по всем направлениям.

Невязка на начальное направление вычисляется в виде $\frac{\Delta}{k}$, где Δ – незамыкание горизонта в приеме, k – число направлений. Невязка распределяется с обратным знаком на все осредненные направления пропорционально номерам направлений

$$\delta_i = -\frac{\Delta}{k}(i-1), \quad (2.126)$$

где δ_i – поправка в направление с номером i .

Вследствие того, что лимб между приемами переставляют, в каждом приеме наблюдаемые направления приводят к общему нулю. Окончательные значения направлений получают как среднее из соответствующих приведенных к общему нулю направлений в приемах.

Пример записи и вычислений при измерении направлений в полигонометрии 4 класса (первый прием) теодолитом ЗТ2КП дан в табл. 2.4. При работе этим приемом производят при каждом визировании два совмещения штрихов лимба. Разность двух отсчетов не должна превышать 3".

УЭ-4. Линейные измерения

4.1. Параллактическая полигонометрия

4.1.1. Сущность параллактического метода измерения расстояний

Параллактический метод относится к косвенным методам определения расстояний посредством измерения базиса и параллактического угла, концы базиса рассматривают с вершины измеряемого угла. Измеряемая линия вместе с базисом и связующими их построениями образуют параллактическое звено.

Впервые метод параллактической полигонометрии был применен ученым В.Я. Струве в 1836 г.

Разработкой и совершенствованием метода занимались В.В. Данилов, А.С. Филиненко, А.С. Чеботарев, Д.С. Шеин, В.И. Кулаков, Е.В. Громов, Н.Г. Романов и др.

В настоящее время метод применяется, когда другие, наиболее эффективные и экономические методы, применить затруднительно или вообще невозможно.

Рассмотрим наиболее часто встречающиеся параллактические звенья.

4.1.2. Параллактическое звено треугольной формы

Пусть в звене треугольной формы (рис. 2.18) измерены: b – базис; γ – прибазисный угол; φ – параллактический угол.

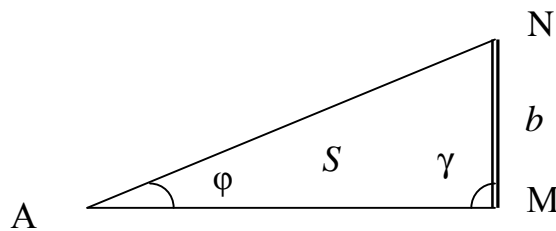


Рис. 2.18. Параллактическое звено треугольной формы

Длина стороны S вычисляется по теореме синусов:

$$S = \frac{b \sin(\gamma + \varphi)}{\sin \varphi}. \quad (2.127)$$

Учитывая, что

$$\sin(\varphi + \gamma) = \sin \gamma \cos \varphi + \cos \gamma \sin \varphi, \quad (2.128)$$

формула (2.127) может быть представлена в виде

$$S = b \sin \gamma \operatorname{ctg} \varphi + b \cos \gamma. \quad (2.129)$$

Формула (2.129) используется как контрольная.

Логарифмируя формулу (2.129), будем иметь

$$\ln S = \ln b + \ln \sin(\gamma + \varphi) - \ln \sin \varphi. \quad (2.130)$$

Дифференцируя (2.130), получим

$$\begin{aligned} \frac{dS}{S} &= \frac{db}{b} + \frac{\cos(\gamma + \varphi)}{\sin(\gamma + \varphi)} d\gamma + \frac{\cos(\gamma + \varphi)}{\sin(\gamma + \varphi)} d\varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} d\varphi = \\ &= \frac{db}{b} + \{ \operatorname{ctg}(\gamma + \varphi) - \operatorname{ctg} \varphi \} d\varphi + \operatorname{ctg}(\gamma + \varphi) d\gamma \end{aligned} \quad (2.131)$$

От формулы (2.131) перейдем к средним квадратическим ошибкам

$$\left(\frac{m_S}{S} \right)^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \{ \operatorname{ctg}(\gamma + \varphi) - \operatorname{ctg} \varphi \}^2 m_\varphi^2 + \operatorname{ctg}^2(\gamma + \varphi) m_\gamma^2. \quad (2.132)$$

Учитывая, что $\varphi + \gamma$ близки к 90° , а φ – малый угол, будем иметь

$$\operatorname{ctg}(\gamma + \varphi) = 0; \quad \operatorname{ctg} \varphi = 1/\varphi. \quad (2.133)$$

Окончательно получим

$$\left(\frac{m_S}{S} \right)^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \left(\frac{m_\varphi}{\varphi} \right)^2. \quad (2.134)$$

Следовательно, относительная ошибка вычисленной линии зависит от относительной ошибки измерения базиса и относительной ошибки измерения параллактического угла.

Учитывая, что

$$S = b \operatorname{ctg} \varphi, \text{ если } \gamma \approx 90^\circ \text{ или } S = b/\operatorname{tg} \varphi, \quad (2.135)$$

угол φ мал, то можем записать

$$S = \frac{b\rho}{\varphi}. \quad (2.136)$$

Отсюда

$$\varphi = b\rho/S. \quad (2.137)$$

Подставляя (2.137) в формулу (2.134), получим

$$\left(\frac{m_S}{S} \right)^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \left(\frac{Sm_\varphi}{b\rho} \right)^2, \quad (2.138)$$

так как $\left(\frac{m_b}{b}\right)$ мала, то

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{Sm_\phi}{b\rho}\right)^2 \text{ или } \frac{m_S}{S} = \frac{m_b}{b} + \frac{S m_\phi^2}{b \rho}. \quad (2.139)$$

Полученная формула (2.139) используется для расчетов элементов и точности их измерения в параллактических звеньях.

Пример: 1. Дано: $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{5000}$; $b = 2$ м; $S = 100$ м; $m_\phi = ?$

$$\frac{1}{5000} = \frac{10000 \text{ см}}{200 \text{ см}} \frac{m_\phi}{200000''}; \quad \frac{1}{5} = \frac{m_\phi}{4}; \quad m_\phi = 0,8''.$$

Если имеется теодолит Т2,

$$M^2 = \frac{m^2}{n}; \quad n = \frac{m^2}{M^2} = \frac{4}{0,8} = 7 \text{ (приемов).}$$

2. Дано: $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{5000}$; $b = 20$ м; $S = 100$ м; $m_\phi = ?$

$$\frac{1}{5000} = \frac{10000 \text{ см}}{2000 \text{ см}} \frac{m_\phi}{200000''}; \quad \frac{1}{5} = \frac{m_\phi}{40}; \quad m_\phi = 8''.$$

4.1.3. Параллактическое звено ромбической формы с симметричным базисом

Измерение искомой длины линии производится при помощи короткого базиса, расположенного симметрично измеряемой линии примерно в ее середине. Базис и линия перпендикулярны (рис. 2.19).

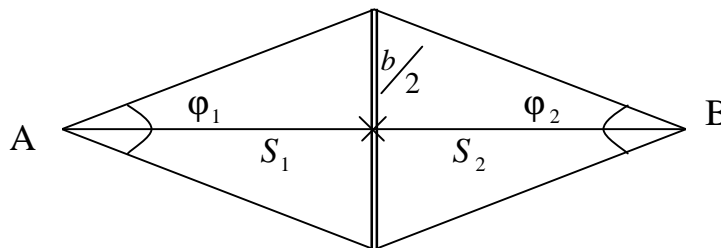


Рис. 2.19. Звено с симметричным базисом

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= b/2 \operatorname{ctg} \varphi_1/2 \\ S_2 &= b/2 \operatorname{ctg} \varphi_2/2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.140)$$

Длина стороны AB будет

$$S = S_1 + S_2 = \frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right)$$

или

$$S = \frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right). \quad (2.141)$$

Для вычисления длины стороны может быть получена формула другого вида.

Подставляя (2.142) в первую формулу (2.140), по правилам тригонометрии получим

$$S_1 = b \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \frac{b}{2} \operatorname{tg} \frac{\varphi_1}{2}. \quad (2.142)$$

Если принять во внимание, что $\operatorname{tg} \frac{\varphi_1}{2} = \frac{1}{\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}}$, формулу (2.142)

можно переписать так:

$$S_1 = b \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \frac{b}{2} \frac{1}{\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}}. \quad (2.143)$$

Умножим числитель и знаменатель второго слагаемого на $b/2$ и учитывая, что $\frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} = S_1'$, формула (2.143) будет иметь вид:

$$S_1 = b \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \frac{1}{S_1'} \left(\frac{b}{2} \right)^2. \quad (2.144)$$

Аналогично можно показать, что

$$S_2 = b \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} + \frac{1}{S_2'} \left(\frac{b}{2} \right)^2, \quad (2.145)$$

где $S_2' = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}$.

Формулы (2.144) и (2.145) при вычислении сторон используются как контрольные.

Для вывода формулы средней квадратической ошибки разложим $\operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2}$ и ограничимся первыми членами на том основании, что углы небольшие, т.е.

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} &= \frac{2}{\varphi_1} \rho \\ \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} &= \frac{2}{\varphi_2} \rho \end{aligned} \right\}. \quad (2.146)$$

С учетом (2.146) формула (2.141) будет

$$S = \frac{b}{2} \left(\frac{2}{\varphi_1} + \frac{2}{\varphi_2} \right) \rho$$

или

$$S = b \left(\frac{\rho}{\varphi_1} + \frac{\rho}{\varphi_2} \right). \quad (2.147)$$

Дифференцируя формулу (2.147), найдем

$$dS = db \left(\frac{\rho}{\varphi_1} + \frac{\rho}{\varphi_2} \right) - \frac{b\rho}{\varphi_1^2} d\varphi_1 - \frac{b\rho}{\varphi_2^2} d\varphi_2. \quad (2.148)$$

Переходя от выражения (2.148) к средним квадратическим ошибкам, будем иметь

$$m_S^2 = m_b^2 \left(\frac{\rho}{\varphi_1} + \frac{\rho}{\varphi_2} \right)^2 + \frac{b^2 \rho^2}{\varphi_1^4} m_{\varphi_1}^2 + \frac{b^2 \rho^2}{\varphi_2^4} m_{\varphi_2}^2. \quad (2.149)$$

Учитывая, что базис расположен симметрично и посередине $\varphi_1 \approx \varphi_2 = \varphi$ и $m_{\varphi_1} \approx m_{\varphi_2} = m_\varphi$, формула (2.147) будет

$$S = \frac{2b\rho}{\varphi}, \quad (2.150)$$

а формула (2.149)

$$m_S^2 = \frac{4m_b^2 \rho^2}{\varphi^2} + \frac{2b^2 \rho^2}{\varphi^4} m_\varphi^2. \quad (2.151)$$

Разделив левую и правую части формулы (2.151) соответственно на левую и правую части формулы (2.150), предварительно возведя ее в квадрат, получим

$$\frac{m_S^2}{S^2} = \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{m_\varphi^2}{\varphi^2}$$

или

$$\left(\frac{m_S}{S} \right)^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{m_\varphi}{\varphi} \right)^2. \quad (2.152)$$

Формула (2.152) служит для оценки точности определения расстояния из решения параллактического звена ромбической формы с симметричным базисом.

Учитывая, что базис измеряется с высокой степенью точности, (2.152) можно записать:

$$\frac{m_S}{S} = \frac{m_\varphi}{\varphi\sqrt{2}}. \quad (2.153)$$

Формула (2.153) применяется для расчетов элементов звена и точности их определения.

Сравнивая формулы оценки точности определения сторон из звена треугольной формы и ромбической предпочтение следует отдать звену ромбической формы, т.к. второе слагаемое в формуле оценки точности определения стороны из ромбической формы меньше. Следовательно, если позволяют условия, следует строить звенья не треугольной формы, а ромбической.

4.1.4. Параллактическое звено ромбической формы с несимметричным базисом

На рис. 2.20 y – несимметрия базиса, измеряемая на месте.

Достроим звено с несимметричным базисом до звена с симметрично расположенным базисом.

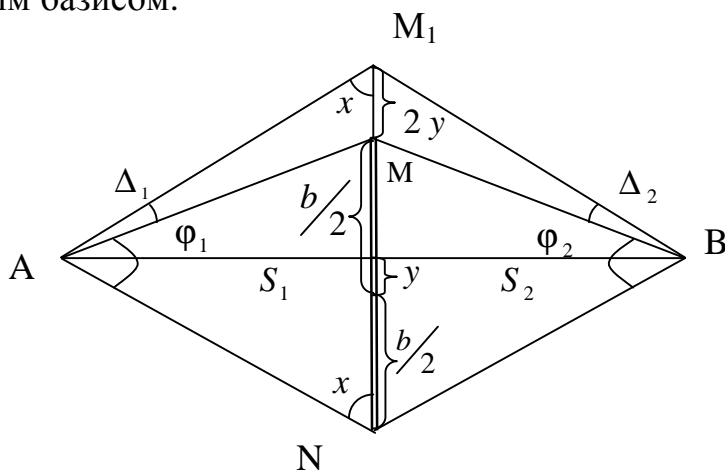


Рис. 2.20. Звено с несимметричным базисом

Как следует из рисунка,

$$S_1 = \frac{b + 2y}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1 + \Delta_1}{2}, \quad (2.154)$$

$$S_2 = \frac{b+2y}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2 + \Delta_2}{2}. \quad (2.155)$$

Величины Δ_1 и Δ_2 определяются из треугольников AMN , AMM_1 , BMN , BMM_1 , так как

$$\frac{AM}{\sin x} = \frac{b}{\sin \varphi_1} \text{ и } \frac{AM}{\sin x} = \frac{2y}{\sin \Delta_1}, \text{ то } \frac{b}{\sin \varphi_1} = \frac{2y}{\sin \Delta_1}. \quad (2.156)$$

Из (2.156) получим

$$\sin \Delta_1 = \frac{2y}{b} \sin \varphi_1. \quad (2.157)$$

По аналогии можем записать:

$$\sin \Delta_2 = \frac{2y}{b} \sin \varphi_2. \quad (2.158)$$

Формулы (2.154) и (2.155) с учетом (2.157) и (2.158) являются основными для вычисления сторон.

Для вычисления сторон S_1 и S_2 могут быть получены и другие формулы. Стороны S_1 и S_2 можно представить так:

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \Delta S_y \\ S_2 &= \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} + \Delta S_y \end{aligned} \right\}, \quad (2.159)$$

где ΔS_y – поправка за асимметричность базиса.

Рассмотрим прямоугольный треугольник AOP (рис. 2.21), где y – величина несимметрии, ε – угловая величина несимметрии.

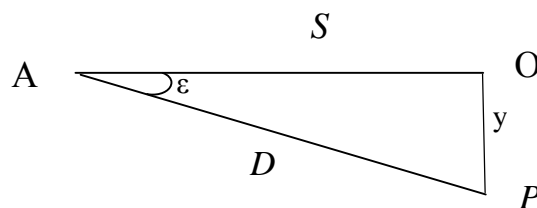


Рис. 2.21. Несимметрия базиса

Разность между S и D будет

$$\Delta S = S - D. \quad (2.160)$$

Из (2.160) и рисунка видно, что ΔS всегда отрицательна, а

$$S = D \cos \varepsilon. \quad (2.161)$$

С учетом (2.161) формула (2.160) будет ($D \approx S$).

$$-\Delta S = S(1 - \cos \varepsilon) \quad (2.162)$$

или

$$-\Delta S = S \sin^2 \varepsilon. \quad (2.163)$$

По малости угла ε можно записать:

$$-\Delta S = S \frac{\varepsilon^2}{\rho^2}. \quad (2.164)$$

Выразим угол ε через линейную величину несимметрии y

$$\varepsilon = \frac{y\rho}{S}. \quad (2.165)$$

Подставляя формулу (2.165) в (2.164), получим

$$\Delta S = -\frac{y^2}{S}. \quad (2.166)$$

Формула (2.166) выражает поправку в S за асимметрию. С учетом (2.166) выражение (2.159) примет вид

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} - \frac{y^2}{S_1'} \\ S_2 &= \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} - \frac{y^2}{S_2'} \end{aligned} \right\}, \quad (2.167)$$

где $S_1' = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}$ и $S_2' = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}$.

Формулы (2.167) используются при вычислении сторон как контрольные.

Расчеты показывают, что если базис будет установлен неперпендикулярно к измеряемой линии с ошибкой $5'$, то это вызовет ошибку в измеряемой стороне, равной 300 м, около 1:000000. Несимметрия базиса b порядка 0,5 м вызывает ошибку той же стороны около 1:25000.

Таким образом, при разбивке звена ромбической формы величину y можно измерять рулеткой, а при базисный угол – теодолитом технической точности.

Оценку точности определения стороны можно выполнять, как следует из выражений (2.167), формулами для оценки точности определения сторон из звена ромбической формы с симметричным базисом.

4.1.5. Построение параллактических звеньев на местности

Для определения длин линий параллактическим методом необходимы следующие приборы:

1. Оптический теодолит типа Т2 или ему равноценные.
2. Два оптических центрира.
3. Две – три визирные марки.
4. Два – три штатива.
5. Базисный прибор БП-2 или БП-3.

При проектировании полигонометрического хода выбирают и рассчитывают: форму звена в зависимости от длины линии и точности, с которой эта линия должна быть получена, величину базиса и параллактического угла, а также точность их измерения.

Визирные марки над точками устанавливают с помощью оптических центриров.

В звене ромбической формы, как правило, базис располагают симметрично измеряемой линии и, по возможности, на равных расстояниях от концов линии. Отношение измеряемых отрезков может быть не больше, чем 1:2. Базис располагают перпендикулярно к измеряемой линии, используя теодолит.

Если вследствие местных условий разбить симметричный базис нельзя, разбивают звено с несимметричным базисом. При этом величина несимметрии базиса не должна превышать 1:15 расстояния от базиса до ближайшего конца измеряемой линии.

Для определения величины несимметрии намечают с помощью теодолита точку пересечения базиса с линией и определяют середину базиса. Величину несимметрии измеряют рулеткой или другими мерными приборами.

Параллактические углы измеряют несколькими приемами. При базисный угол измеряют одним приемом.

4.2. Измерение линий короткобазисным параллактическим методом

Короткобазисный параллактический метод измерения расстояний является дальнейшим развитием параллактического метода. Этот метод основывается на использовании короткого базиса с известной длиной.

Длины линий в короткобазисном параллактическом методе определяются путем построения на местности простых или сложных параллакти-

ческих звеньев, которые в зависимости от формы звена разделяются на типы. В зависимости от применяемых звеньев различают способы измерения расстояний:

- а) створно-короткобазисный с применением простых звеньев;
- б) короткобазисный с применением сложных звеньев.

4.2.1. Определение длин линий створно-короткобазисным способом

Самое простое параллактическое звено изображено на рис. 2.22. Это равнобедренный треугольник, в котором основание – длина базиса, равная длине жезла l , а высота – определяемое расстояние S , угол α – параллактический угол, измеряемый теодолитом.

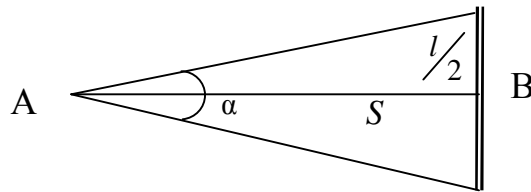


Рис. 2.22. Параллактическое звено

В этом случае искомое расстояние S определяется по формуле

$$S = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}. \quad (2.168)$$

Учитывая, что угол α мал, разложим $\operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}$ в ряд и воспользуемся первым членом

$$\operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2} = \frac{2}{\alpha} \mathbf{K}. \quad (2.169)$$

С учетом (2.169) формула (2.168) будет

$$S = \frac{l}{\alpha}. \quad (2.170)$$

Логарифмируя формулу (2.170), получим

$$\ln S = \ln l - \ln \alpha. \quad (2.171)$$

Дифференцируя формулу (2.171), будем иметь

$$\frac{dS}{S} = \frac{dl}{l} - \frac{d\alpha}{\alpha}. \quad (2.172)$$

Переходя от dS к средним квадратическим ошибкам, получим

$$\left(\frac{m_S}{S} \right)^2 = \left(\frac{m_l}{l} \right)^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\alpha} \right)^2, \quad (2.173)$$

т.е. относительная ошибка определения расстояния зависит от относительной ошибки определения длины жезла и от относительной ошибки измерения параллактического угла.

Относительная ошибка определения длины жезла очень мала, т.к. длину жезла можно определить с очень высокой точностью, поэтому ею можно пренебречь и формула (2,173) запишется в следующем виде:

$$\frac{m_S}{S} = \frac{m_\alpha}{\alpha}. \quad (2.174)$$

Для расчетов формулам (2.173) и (2.174) можно придать другой вид. Формулу (2.168) можно записать так:

$$S = \frac{l}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}. \quad (2.175)$$

Отсюда

$$\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2S}, \quad (2.176)$$

или по малости угла α

$$\alpha = \frac{l\rho}{S}. \quad (2.177)$$

Подставив (2.177) в формулу (2.173), получим

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha S}{l\rho}\right)^2, \quad (2.178)$$

или по малости $\frac{m_l}{l}$

$$\frac{m_S}{S} = \frac{m_\alpha S}{l\rho}, \text{ или } m_S = \frac{S^2}{l\rho} m_\alpha. \quad (2.179)$$

Следовательно, средняя квадратическая ошибка измерения расстояния прямо пропорциональна средней квадратической ошибке измерения угла, квадрату расстояния, обратно пропорциональна длине жезла.

Принимая $m_\alpha = 1''$, $S = 300$ м, $l = 2$ м, получим $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{1300}$, т.е. при очень точном измерении угла точность измерения расстояния незначительная.

Для увеличения точности измерения расстояния, как следует из формулы (2.178), необходимо уменьшать длину линии или увеличивать длину жезла.

Увеличивать длину жезла нецелесообразно, а точность измерения угла и так велика. Следовательно, необходимо уменьшать расстояния.

Если длину S разделить на k отрезков, то средняя квадратическая ошибка измерения каждого отрезка будет

$$m_{S_k} = \frac{S^2 m_\alpha}{k^2 l \rho}. \quad (2.180)$$

Для всей линии

$$m_S^2 = m_{S_{k_1}}^2 + m_{S_{k_2}}^2 + \mathbf{K} + m_{S_{k_k}}^2, \quad (2.181)$$

при $m_{S_{k_1}} = m_{S_{k_2}} = \mathbf{K} = m_{S_{k_k}}$, получим

$$m_S = m_{S_k} \sqrt{k}. \quad (2.182)$$

Подставляя формулу (2.180) в (2.182), получим

$$m_S = \frac{S^2 m_\alpha \sqrt{k}}{k^2 l \rho} \quad (2.183)$$

или

$$m_S = \frac{S^2 m_\alpha}{l \rho \sqrt{k^3}}. \quad (2.184)$$

Следовательно, расстояние, разделенное на k отрезков и измеренное построением k параллактических звеньев при той же средней квадратической ошибке измерения угла, уменьшит ошибку измерения линии в $\sqrt{k^3}$.

В том же примере разделив S на $k = 6$, имеем $\frac{m_S}{S} = \frac{1}{20000}$, т.е. точность повысилась в 15 раз (рис. 2.23).

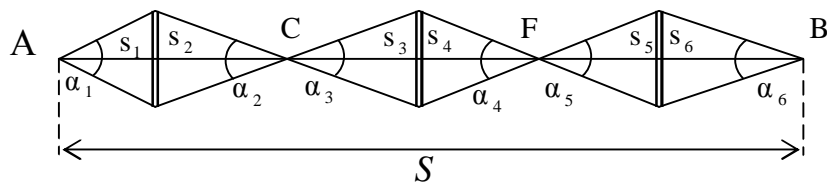


Рис. 2.23. Графическое представление створно-короткобазисного параллактического способа

Определение длины линии S по частям (точки A , B , C , F должны быть створными), каждую из которых в свою очередь находят из построения простых параллактических звеньев (см. рис. 2.23), называют створно-короткобазисным параллактическим способом.

Расстояние между двумя точками можно определить и из сложных звеньев.

4.2.2. Сложное параллактическое звено

Сложное параллактическое звено представляет собой геометрическое построение, в котором длина измеряемой линии определяется от вспомогательного базиса, полученного из построения одного или нескольких простых параллактических звеньев.

Треугольник ABC (рис. 2.24) представляет собой звено треугольной формы, в котором S – определяемое расстояние, φ – параллактический угол, γ – прибазисный угол, b – базис, который в свою очередь можно получить из простого параллактического звена с коротким базисом l , измерив параллактический угол α .

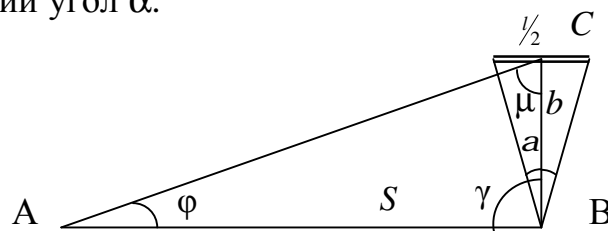


Рис. 2.24. Сложное параллактическое звено

Расстояние S будет

$$S = \frac{b \sin \mu}{\sin \varphi}. \quad (2.185)$$

Здесь $\mu = 180^\circ - (\varphi + \gamma)$.

Но

$$b = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2}. \quad (2.186)$$

Следовательно,

$$b = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2} \frac{\sin \mu}{\sin \varphi}. \quad (2.187)$$

Если базис b расположен перпендикулярно к измеряемой линии, то длина равна

$$S = b \operatorname{ctg} \varphi$$

или

$$S = \frac{l}{2} \operatorname{ctg} \frac{\alpha}{2} \operatorname{ctg} \varphi. \quad (2.188)$$

Относительная средняя квадратическая ошибка расстояния S из звена треугольной формы может быть получена по ранее приведенным формулам.

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\phi}{\phi}\right)^2 \quad (2.189)$$

или

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\phi S}{b\rho}\right)^2. \quad (2.190)$$

В свою очередь, b – расстояние, полученное из простого короткобазисного звена, относительная средняя квадратическая ошибка которого равна

$$\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 = \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\alpha}\right)^2 \quad (2.191)$$

или

$$\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 = \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha b}{l\rho}\right)^2. \quad (2.192)$$

С учетом этого средняя квадратическая ошибка сложного звена будет

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\alpha}\right)^2 + \left(\frac{m_\phi}{\phi}\right)^2 \quad (2.193)$$

или

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha b}{l\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_\phi S}{b\rho}\right)^2. \quad (2.194)$$

Как уже было сказано, длину базисного жезла l можно определить с большой точностью, его ошибкой можно пренебречь. Тогда формула (2.194) будет

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \left(\frac{m_\alpha b}{l\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_\phi S}{b\rho}\right)^2. \quad (2.195)$$

Если углы ϕ и α измерялись с одинаковой точностью, т.е. $m_\alpha = m_\phi$, тогда (2.195) можно записать

$$\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} \left(\frac{b^2}{l^2} + \frac{S^2}{b^2} \right). \quad (2.196)$$

Поставим условие $\left(\frac{m_S}{S}\right)^2 = \min$ при $m_\alpha = \text{const}$. Найдем минимум функции

$$y = \frac{b^2}{l^2} + \frac{S^2}{b^2}. \quad (2.197)$$

Для этого возьмем производную и приравняем ее к нулю

$$\frac{dy}{db} = 2\frac{b}{l^2} - 2\frac{S^2}{b^3} = 0 \quad (2.198)$$

или

$$\frac{b}{l^2} = \frac{S^2}{b^3}; \quad b^4 = l^2 S^2; \quad b = \sqrt{lS}. \quad (2.199)$$

Из (2.199) следует, что при прочих равных условиях наибольшая точность в сложном параллактическом звене будет в том случае, когда вспомогательный базис b равен среднему пропорциональному между непосредственно измеренным базисом l и искомой линией, т.е. когда параллактические углы φ и α близки между собой.

4.2.3. Типы параллактических звеньев

Все параллактические звенья условно разделяются на три группы, названные типами I, II и III. Простые звенья относятся к первой группе – типу I, сложные – к типу II и III. Каждая группа в зависимости от формы построения звена разделяется на виды, обозначаемые русскими буквами «а», «б» и «в».

Простые звенья

Звено типа I-а (рис. 2.25)

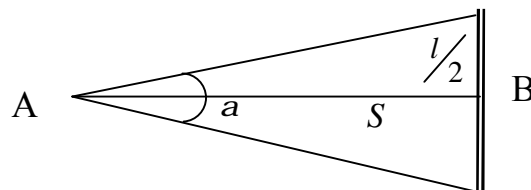


Рис. 2.25. Звено типа I-а

Звено типа I-б (рис. 2.26) – ромбической формы, состоящее из двух звеньев типа I-а. Базис l устанавливается примерно в середине определяемого расстояния симметрично и перпендикулярно к нему. При этом измеряют параллактические углы α_1 и α_2 .

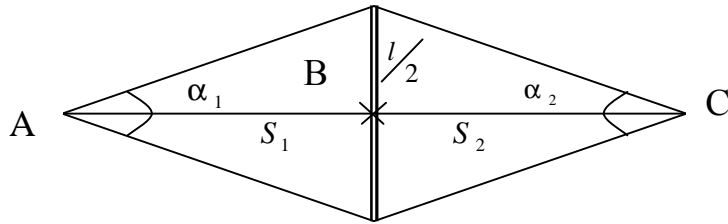


Рис. 2.26. Звено типа I-б

Звенья типа I-а и I-б применяются для измерения длин вспомогательных базисов в сложных звеньях и для измерения линий створно-короткобазисным способом.

При определении линии построением звеньев типа I-в ее делят также на k отрезков, каждый из которых измеряют дважды с двойной установкой жезла (рис. 2.27). Длину линии S находят по формуле

$$S = \sum_1^k S_{cp}, \quad (2.200)$$

где $S_{cp} = \frac{S' + S''}{2}$.

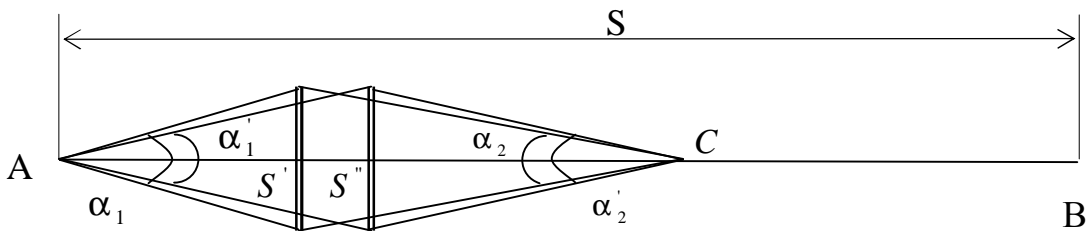


Рис. 2.27. Звено типа I-в

Сложные звенья

Сложные звенья делятся на два основных типа – II и III. В звене типа II вспомогательный базис располагается на конце измеряемой линии, а в звене типа III – в середине измеряемой линии. Длина базиса вычисляется из одного или нескольких простых параллактических звеньев.

Звено типа II-а (рис. 2.28) применяется при измерении линий в полигометрии 1 разряда при S до 200 м ($l = 2$ м) и до 300 м ($l = 3$ м) и в полигометрии 2 разряда.

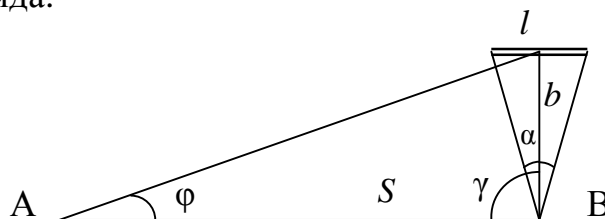


Рис. 2.28. Звено типа II-а

В звене типа II-б (рис. 2.29) длина вспомогательного базиса определяется из простого звена типа I-б. Измеряются параллактические углы α_1 и α_2 , φ и прибазисный угол γ .

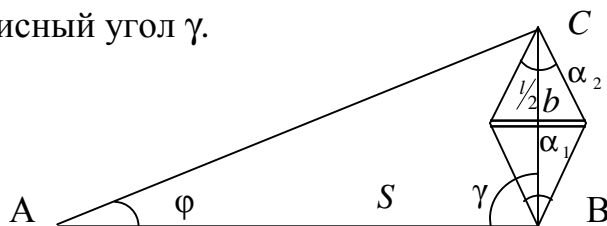


Рис. 2.29. Звено типа II-б

Звено типа II-б применяется при измерениях линий в полигонометрии 1 разряда до 400 м ($l = 2$ м) и до 600 м ($l = 3$ м).

В звене типа II-в (рис. 2.30) длина вспомогательного базиса определяется из двух простых звеньев типа I-б. В этом звене прибазисный угол γ должен равняться 90° , а несимметрия базиса $y = CB - BD$ должна быть $y \leq 3 \cdot 10^{-3} S$.

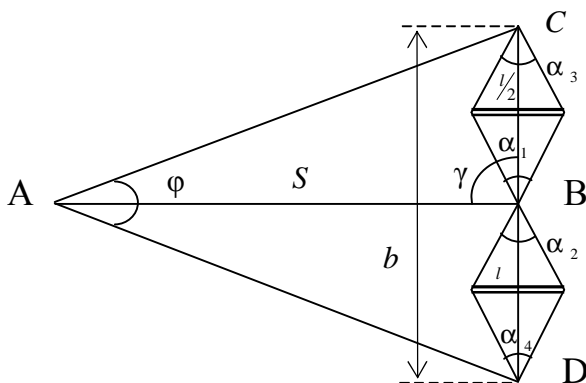


Рис. 2.30. Звено типа II-в

Измеряются параллактические углы α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , φ и прибазисный угол γ . Звено типа II-в применяется при измерениях линий в полигонометрии 1 разряда от 400 м до 600 м.

В звене типа III-а (рис. 2.31) длина вспомогательного базиса определяется из простого звена типа I-а. Измеряются параллактические углы φ_1 , φ_2 , α и прибазисные углы γ_1 и γ_2 .

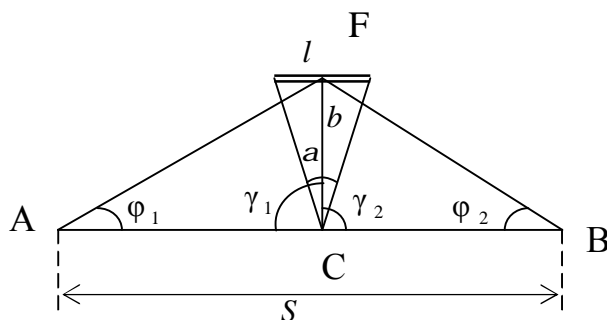


Рис. 2.31. Звено типа III-а

Звено применяется при измерениях линий в полигонометрии 1 и 2 разрядов от 200 до 400 м ($l = 2$ м) и до 600 м ($l = 3$ м).

В звене типа III-б (рис. 2.32) длина вспомогательного базиса, расположенного вблизи середины измеряемой линии, определяется из звена типа I-б.

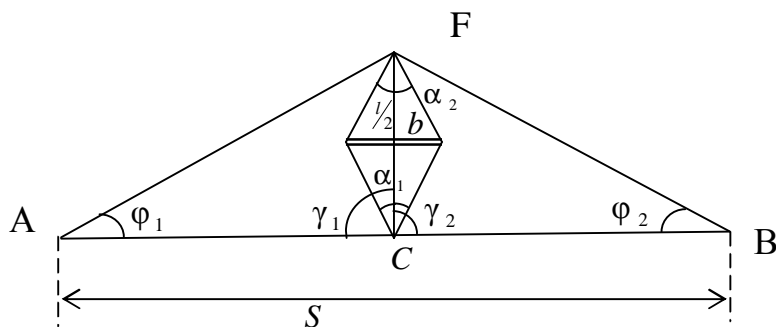


Рис. 2.32. Звено типа III-б

Измеряются параллактические углы $\varphi_1, \varphi_2, \alpha_1, \alpha_2$ и прибазисные углы γ_1 и γ_2 . Звено применяется в полигонометрии 1 разряда при длинах линий от 400 до 600 м.

В звене типа III-в (рис. 2.33) $CF = b$ – вспомогательный базис, который определяется из двух простых звеньев типа I-б.

Располагается он примерно в середине определяемой линии перпендикулярно и симметрично ей. Измеряются параллактические углы $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \varphi_1, \varphi_2$ и прибазисный угол γ . Прибазисный угол γ должен быть равен 90° , несимметрия базиса y должна быть $y \leq 3 \cdot 10^{-3} S_1$, где S_1 – меньший по величине отрезок измеряемой линии. Звено применяется в полигонометрии 1 разряда при длинах линий от 400 до 600 м.

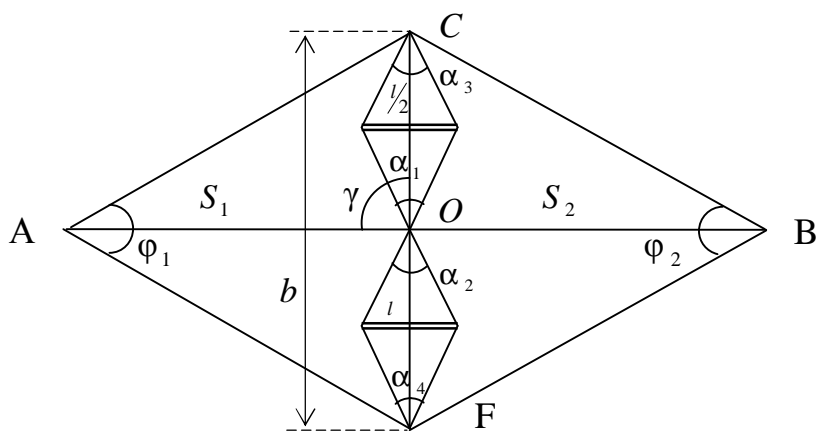


Рис. 2.33. Звено типа III-в

4.2.4. Поверки и исследования приборов, применяемых при короткобазисной полигонометрии – подробно рассмотрено в [2, с. 370 – 374].

4.2.5. Построение короткобазисных параллактических звеньев на местности – подробно рассмотрено в [2, с. 374 – 377].

4.3. Светодальномерная полигонометрия

4.3.1. Принципы и методы измерения расстояний

Физический принцип действия электронных (электромагнитных) дальномеров основан на определении времени прохождения измеряемого расстояния электромагнитными волнами [15].

Приоритет в разработке теории светодальномеров принадлежит советским ученым. Первый светодальномер был сконструирован в 1936 г. под руководством академика А.А. Лебедева в Государственном оптическом институте. Широкое практическое применение электронные дальномеры находят уже около 45 лет. Особенно большой прогресс достигнут в связи с освоением лазеров, светодиодов, новых типов транзисторов и интегральных микросхем. В настоящее время геодезические линейные измерения выполняют в основном электронными дальномерами [16].

Идея определения расстояний электромагнитными дальномерами довольно проста. Для измерения расстояния между точки A и B (рис. 2.34) в одной из них устанавливают приемопередатчик, а в другой – отражатель (ретранслятор).

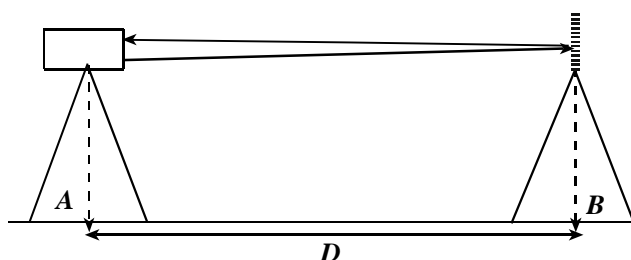


Рис. 2.34. Схема измерения расстояния светодальномером

Электромагнитные волны, посланные из точки A , отражаются в точке B и возвращаются обратно. Если определить время прохождения волн вперед и обратно, то искомое расстояние можно вычислить по формуле

$$D = \frac{v\tau}{2}, \quad (2.201)$$

где v – скорость распространения волн; τ – время; D – искомое расстояние.

В настоящее время скорость распространения электромагнитных волн в вакууме известна с высокой точностью и принята равной $c = 299792458 \text{ м/с} \pm 1,2 \text{ м/с}$.

Действительную скорость распространения электромагнитных волн при измерении расстояний определяют по формуле

$$v = \frac{c}{n}, \quad (2.202)$$

где n – показатель преломления воздуха, зависящий от температуры, давления и влажности ($n \approx 1,000296$).

Как видно из формулы (2.201), задача сводится к определению времени τ . В зависимости от способов ее решения различают следующие методы измерения расстояний:

1. Временной (импульсный) метод. Это метод прямого измерения времени распространения электромагнитных волн. Импульсный дальномер содержит измеритель временных интервалов, запускаемый опорным импульсом от передатчика и останавливаемый импульсом, пришедшим с дистанции. Импульсный метод характеризуется сравнительно большой абсолютной погрешностью. Поэтому его целесообразно использовать для измерения больших расстояний, когда относительная ошибка измерения получается малой.

2. Частотный метод основан на использовании частотно-модулированных колебаний и сводится к измерению приращения частоты за время распространения этих колебаний до объекта и обратно. Точность таких приборов порядка 1:1000. Применяется он в основном в самолетных радиовысотомерах и радиолокационных системах.

3. Интерференционный метод основан на непосредственном наблюдении результата интерференции двух (или более) когерентных световых волн, прошедших различные расстояния. Применяется для измерения небольших расстояний с высокой точностью. Например, с использованием некоторых интерферометров можно измерять расстояние до 60 м с точностью до 0,5 мкм/м.

4. Фазовый метод. Этот метод измерения расстояний наиболее распространен в геодезии. Применяется для измерения расстояний от нескольких метров до десятков (а в радиодиапазоне – до сотен) км.

4.3.1.1. Фазовый метод

В большинстве устройств для измерения расстояний используются модулированные электромагнитные колебания. Модуляция – это изменение какого-либо параметра (амплитуды, частоты или фазы) по какому-либо закону. В качестве модулятора в настоящее время широко применяют полупроводниковые лазеры на основе кристалла арсенида галлия с длиной волны излучения 0,9 мкм.

Амплитудная модуляция показана на рис. 2.35.

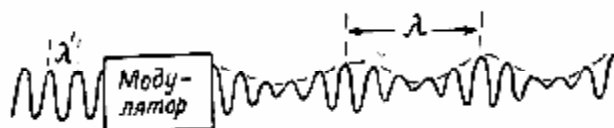


Рис. 2.35. Схема амплитудной модуляции

До прохождения модулятора электромагнитные волны имеют частоту собственных колебаний, которая называется несущей. Этой частоте соответствует определенная длина волны λ' . После прохождения модулятора длина несущей волны сохраняется, но амплитуда колебаний будет изменяться с заданной частотой. Частота модулирования колебаний называется измерительной. Ей соответствует измерительная длина волны λ , которая и выполняет роль «мерной ленты». Для светодальномеров λ' составляет 0,6 – 0,9 мкм, а λ – 10 и более метров. В дальнейшем будет идти речь об измерительных частотах и длинах волн.

Пусть передатчик излучает электромагнитные колебания с частотой f , которой соответствует длина волны

$$\lambda = \frac{v}{f}. \quad (2.203)$$

Эти колебания направляются на отражатель, а также минуя дистанцию – в приемную часть. Приемник усиливает их и направляет на индикатор сдвига фаз.

Пусть для какого-то момента времени t колебания, пришедшие с дистанции, имеют фазу

$$\varphi_{om} = 2\pi ft, \quad (2.204)$$

где $2\pi f$ – круговая частота.

Колебания, поступающие в приемник, минуя дистанцию, для этого же момента будут иметь фазу

$$\varphi_{np} = 2\pi f(t + \tau). \quad (2.205)$$

Разность фаз составит

$$\phi_{np} - \phi_{om} = 2\pi f \tau. \quad (2.206)$$

Отсюда

$$\tau = \frac{\phi_{np} - \phi_{om}}{2\pi} \frac{1}{f} = (N + \Delta N) \frac{1}{f}, \quad (2.207)$$

где N – целое число волн, уложившихся в расстоянии $2D$; ΔN – домер фазового цикла или некоторая постоянная для периода, измеряемая фазометром.

Подставляя значение τ в (2.201) и учитывая (2.203), получим

$$D = \frac{\lambda}{2} (N + \Delta N). \quad (2.208)$$

В этой формуле величину λ можно вычислить по известной частоте, ΔN – измерить фазометром, N остается неизвестным.

Определение целого числа периодов N называют разрешением неоднозначности.

4.3.1.2. Импульсно-фазовый метод

Импульсно-фазовый гетеродинный метод является дальнейшим развитием фазовых измерений. В отличие от рассматриваемого ранее фазового метода с непрерывным режимом излучения в нем реализован импульсный режим работы источника излучения, что позволяет экономить энергию и повышать дальность действия прибора.

Частота следования оптических импульсов задается внешним генератором и является масштабной частотой. Период следования импульсов T_m связан с масштабной частотой f_m соотношением

$$T_m = \frac{1}{f_m}. \quad (2.209)$$

После прохождения расстояния $2D$ эти импульсы отстают во времени относительно опорных на величину

$$\tau = \frac{2D}{V}. \quad (2.210)$$

Величина τ во много раз превышает T_m , поэтому, как и при фазовых измерениях, возникает неоднозначность определения τ , т.е.

$$\tau = NT_m + \Delta\tau_m, \quad (2.211)$$

где N – число полных периодов повторения T_m , содержащихся в величине τ , которое определяется дополнительно; $\Delta\tau_m$ – запаздывание относительно ближайшего опорного импульса.

Для измерения величины $\Delta\tau_m$ с необходимой точностью предусмотрено гетеродирование, т.е. понижение частоты следования импульсов. Частота повторения F импульсных сигналов на выходах схем совпадения в 10000 раз менее f_m . Электронным цифровым фазометром прибора измеряют запаздывание опорного сигнала $\Delta\tau_\Omega$, которое связано с $\Delta\tau_m$ соотношением

$$\Delta\tau_m = \frac{F}{f_m} \Delta\tau_\Omega. \quad (2.212)$$

Подставляя в формулу (2.201) выражения (2.211) и (2.212), получим формулу измерения расстояния D импульсно-фазовым методом

$$D = \left(NT_m + \frac{F}{f_m} \Delta\tau_\Omega \right) \frac{V}{2}. \quad (2.213)$$

Формулу (2.213) можно записать короче:

$$D = (N + F\Delta\tau_\Omega) \frac{\lambda_m}{2}, \quad (2.214)$$

где $F\Delta\tau_\Omega = \frac{\Delta\phi}{2\pi}$ – часть периода.

4.3.1.3. Способы решения неоднозначности

Для разрешения неоднозначности применяют два способа. Первый основан на плавном изменении частоты, а второй – на применении нескольких фиксированных частот.

Первый способ заключается в следующем. При измерении линии с помощью специального устройства изменяют частоту колебаний f , а следовательно, и длину волны λ до тех пор, пока дробная часть ΔN будет равна нулю. Тогда в расстоянии $2D$ уложится целое число волн.

Пусть при частоте f_i длина волны λ_i уложилась в двойном расстоянии N_i раз. Тогда

$$2D = N_i \lambda_i. \quad (2.215)$$

Для однозначного определения расстояния необходимо уменьшить длину волны (увеличить частоту) с таким расчетом, чтобы в расстоянии $2D$ уложилось на n волн больше. Тогда получим второе уравнение

$$2D = (N_i + n) \lambda_k, \quad (2.216)$$

где λ_k – длина волны, соответствующая новой частоте f_k .

Решая совместно (2.215) и (2.216), получим

$$N_i \lambda_i = N_i \lambda_k + n \lambda_k, \quad (2.217)$$

$$N_i = \frac{\lambda_k}{\lambda_i - \lambda_k} n. \quad (2.218)$$

Величину N_i можно вычислить и по измеренным частотам по формуле

$$N_i = \frac{f_i}{f_k - f_i} n. \quad (2.219)$$

Число разностей уложения волн n при плавном изменении частоты от f_i до f_k в первых моделях светодалномеров определялось визуально путем подсчета числа минимумов света при наблюдении в окуляр приемной трубы, в современных приборах регистрируется автоматически. Частота f измеряется волномером.

Число N вследствие погрешностей определения частот несколько отличается от целого. Его округляют до целого, после чего находят расстояние по формуле (2.215).

Второй способ размещения неоднозначности основан на применении нескольких фиксированных частот модуляции. В настоящее время его применяют в большинстве светодалномеров и во всех радиодальномерах.

Применяют два варианта построения сетки фиксированных частот:

1) набирают ряд частот $f_1 > f_2 > \dots > f_m$, где каждая последующая уменьшается в целое число раз;

2) набирают близкие частоты с расчетом, чтобы последовательно уменьшались в целое число раз разности первой и остальных частот

$$f_1 > (f_1 - f_m) > (f_1 - f_{m-1}) > \dots > (f_1 - f_2).$$

Рассмотрим сущность способа на примере электронного тахеометра 2Та5, где применяется три фиксированные частоты $f_1 = 14985,5$ кГц, $f_2 = 14236,2$ кГц, $f_3 = 14910,6$ кГц.

На частоте f_1 ($\lambda_1 = 20$ м) однозначно определяется расстояние в пределах 10 м; на частоте $f_1 - f_2$ ($\lambda_{1-2} = 400$ м) однозначно определяют расстояния в пределах 200 м и на разностной частоте $f_1 - f_3$ ($\lambda_{1-3} = 4000$ м) – в пределах 2000 м.

4.3.1.4. Точность измерения расстояний электронными дальномерами

При измерении расстояний дальномерами фазового типа формулу (2.208) можно записать в следующем виде:

$$D = \frac{c}{2fn} \left(N + \frac{\Delta\phi}{2\pi} \right) + k, \quad (2.220)$$

где $\Delta\phi$ – разность фаз в пределах одного периода; k – постоянная поправка.

Точность определения расстояния D зависит от точности определения величин, стоящих в правой части равенства.

Скорость распространения электронных волн в вакууме известна с высокой точностью (относительная ошибка $4 \cdot 10^{-9}$), частота f в настоящее время определяется тоже с высокой точностью (можно эталонировать частоты с ошибкой до 1 Гц). Разность фаз $\Delta\phi$ и постоянная поправка k тоже определяются точно. Основная проблема заключается в определении показателя преломления воздуха. Приблизительно $n = 1,000298$. Величина $N = (n - 1)10^6$ называется индексом преломления ($N = 298$). Она зависит от длины волны, температуры, давления и влажности. Ошибка в температуре на 1 °С дает ошибку в длине линии $D \cdot 10^{-6}$, а ошибка в давлении на 1 мм ртутного столба – $0,5D \cdot 10^{-6}$. Практически температуру и давление измеряют на концах линии. Среднее интегральное значение их остается неизвестным. Это обстоятельство в основном и лимитирует точность определения расстояний электронными дальномерами.

Для ослабления ошибок, связанных с определением индекса преломления, можно проводить наблюдения в разное время или расставлять датчики температуры, давления и влажности по измеряемой линии.

На практике точность измерения расстояний конкретным дальномером обычно характеризуют эмпирической линейной зависимостью вида

$$m_D = a + bD, \quad (2.221)$$

где m_D – средняя квадратическая ошибка расстояния; a и b – коэффициенты.

Значения коэффициентов a и b находят по методу наименьших квадратов из сопоставления длин линий с их ошибками, полученными при измерении эталонных базисов, или рассчитывают по результатам лабораторных определений отдельных ошибок.

Как видно из формулы (2.221), ошибка складывается из двух частей: первая не зависит от расстояния, а вторая пропорциональна расстоянию. Например, в паспорте для светодальномера СТ5 приводится $m_D = (10 + 5 \cdot 10^{-6}D)$ мм. Следовательно, $a = 10$ мм, $b = 5 \cdot 10^{-6}$. Эту формулу можно представить еще в таком виде: $m_D = 10$ мм + 5 мм/км.

4.3.2. Общие сведения о светодальномерах

Светодальномеры подразделяются на три группы: Г (геодезические), Т (топографические), П (применяемые в прикладной геодезии). Эти буквы добавляют к букве С, обозначающей слово «светодальномер», после чего указывают цифры, обозначающие дальность действия прибора. Например, СТ5 означает светодальномер топографический с дальностью действия 5 км.

Геодезические светодальномеры предназначены для измерения сторон в государственных геодезических сетях, базисов космической триангуляции и триангуляции высших классов. Дальность их действия составляет 15 – 50 км, а средняя квадратическая ошибка порядка $\pm (5 - 10) \text{ мм} + (1 - 2) \text{ мм/км}$.

Топографические светодальномеры применяются при построении сетей сгущения, производстве топографических съемок и других работах. Это светодальномеры массового применения с дальностью действия до нескольких километров с ошибкой порядка 2 см. Они могут изготавливаться как автономные светодальномеры и как дальномерные насадки на теодолит.

К группе П относятся светодальномеры повышенной и наивысшей точности, которыми можно измерять расстояния до 0,5 – 3 км с ошибкой около 2 мм и менее. Они применяются при решении различных задач прикладной геодезии, в маркшейдерских работах и др.

Наибольший интерес представляют топографические светодальномеры. Все современные приборы этой группы отличаются высоким уровнем автоматизации. Для управления, контроля и вычислений используют встроенный микропроцессор. Источником излучения служат полупроводниковый светодиод или лазерный диод на арсениде галлия (GaAs) с длиной волны порядка 0,9 мкм (инфракрасное излучение) и внутренней модуляцией. Расстояние выдается в цифровом виде на табло. Время измерения линии составляет от 0,7 до 10 с [17].

В настоящее время Уральским оптико-механическим заводом (г. Екатеринбург, Россия) выпускаются следующие модели топографических светодальномеров: 2СТ10 (рис. 2.36) и 4СТ3 (рис. 2.37).

К примеру, светодальномер 2СТ10 предназначен для измерения длин линий в полигонометрии и в геодезических сетях сгущения со сторонами до 10 км. Он может быть установлен на теодолиты серии 2Т и 3Т для одновременного измерения углов и расстояний.



Рис. 2.36. Светодальнономер 2СТ10



Рис. 2.37. Светодальнономер 4СТ3

Управление процессом измерения обеспечивается встроенной микро-ЭВМ. Результаты измерения с учетом поправок на атмосферное давление и температуру выдаются на табло и могут быть введены в накопитель. Прерывание луча влияния на измерение не оказывает. В комплект входят: отражатели, источники питания, зарядное устройство, барометр, термометр, штативы, набор инструментов и принадлежностей.

Светодальнономер 4СТ3 может применяться как самостоятельный прибор, а также может устанавливаться на оптические теодолиты серии 3Т для одновременного измерения углов и расстояний. Прибор имеет четырехстрочное жидкокристаллическое табло с подсветкой и пульт управления для ввода информации.

Светодальнономер обеспечивает: ввод информации (дата, результат измерения, номер пикета, признаки пикета и т.д.) во встроенную память и вывод в IBM PC в интерфейсе RS 232; самодиагностику; автоматический (от встроенных датчиков) и ручной ввод давления, температуры; ручной ввод значений вертикальных углов, предварительно измеренных теодолитом; ввод постоянной отражателя, выбор единиц измерения расстояния (м, мм), выбор единиц ввода углов (градусы, гоны); контроль напряжения питания (звуковая и световая индикация разряда); контроль уровня сигнала; индикацию потери сигнала; индикацию времени (часы, минуты); вычисление горизонтального проложения и превышения; вычисление среднего квадратического отклонения; измерение расстояния в условиях прерывания измерительного луча; возможность подключения внешнего источника питания. Технические характеристики вышеописанных светодальномеров приведены в табл. 2.7.

Технические характеристики топографических светодальномеров СТ

Показатель	Светодальномер 2СТ10	Светодальномер 4СТ3
Диапазон измеряемых расстояний, м: – нижний предел; – верхний предел (при метеорологической дальности видимости более 20 км и отсутствии колебаний воздушного слоя); – верхний предел (при метеорологической дальности видимости более 40 км и отсутствии колебаний воздушного слоя) с дополнительным отражателем	2	0,2
	5000	1000
	10000	3000
Средняя квадратическая погрешность измерения расстояний, м	$\pm(5 + 3 \cdot 10^{-6}D)$	$\pm(3 + 3 \cdot 10^{-6}D)$
Увеличение визирной системы	18х	12х
Потребляемая мощность, Вт	≤ 10	2
Диапазон рабочих температур, °С	$-30^{\circ} \dots +40^{\circ}$	$-20^{\circ} \dots +50^{\circ}$
Габаритные размеры светодальномера, мм	202×305×248	210×165×252
Масса в футляре, кг	8,5	3

4.3.2.1. Светодальномер 2СТ10

Устройство и принцип работы светодальномера 2СТ10 рассмотрим более подробно. Лицевая панель светодальномера изображена на рис. 2.37.

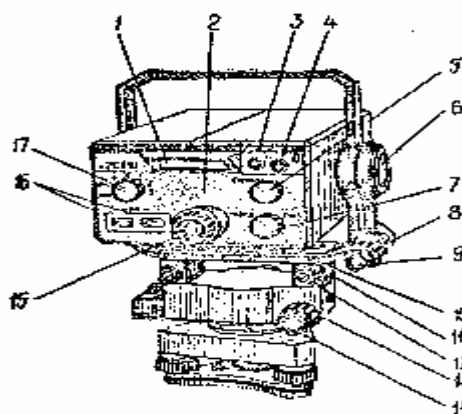


Рис. 2.38. Светодальномер 2СТ10:

1 – цифровое табло; 2 – лицевая панель; 3 – ручка регулировки контрольного отсчета; 4 – ручка подсветки; 5 – ручка «сигнал» (регулировка уровня сигнала); 6 – горизонтальная ось; 7 – переключатель «наведение – счет»; 8 – вертикальный наводящий винт; 9 – закрепительный винт; 10 – котировочный винт; 11 – стойка; 12 – фиксатор; 13 – горизонтальный наводящий винт; 14 – закрепительный винт; 15 – окуляр визирного канала; 16 – кнопки установки поправок за температуру и давление (pt); 17 – переключатель режимов работы

4.3.2.2. Порядок работы со светодальнономером 2СТ10

Порядок работы со светодальнономером 2СТ10 следующий:

- 1) центрировать и горизонтировать светодальнономер и отражатель над пунктами хода;
- 2) установить переключатель режимов работы 17 в положение «ВЫКЛ»;
- 3) подключить источник питания с напряжением (12 – 16) В;
- 4) вращением окуляра 15 установить четкое изображение сетки нитей;
- 5) перевести переключатель режимов работы 17 в положение «КОНТР», при включении на табло индицируются знаки «8», иначе нужно заменить источник питания;
- 6) установить режим ввода значения атмосферного давления, расположив переключатель 17 в положение «р»;
- 7) установить режим ввода значения температуры, расположив переключатель 17 в положение «t»; значения «р» и «t» изменить кнопками 16, при этом кратковременное нажатие кнопок изменяет значение параметра на единицу, при длительном нажатии значения изменяются непрерывно;
- 8) при измерении расстояний до 500 метров рекомендуется применять однопризменный отражатель;
- 9) установить переключатель режимов работы 17 в положение «3»;
- 10) установить наводящие винты в среднее положение и ослабить закрепительные винты;
- 11) наблюдая в окуляр зрительной трубы, навести светодальнономер на центр отражателя и зафиксировать его закрепительными винтами;
- 12) установить переключатель 7 в режим «наведение» и наводящими винтами совместить центр призмы отражателя с центром сетки нитей (у СТ5 на близком расстоянии необходимо учитывать расстояние между визирной и дальномерной осями), наличие сигнала сопровождается звуком и высвечиванием сегментов индикатора уровня сигнала (у СТ5 начинает мигать разрядная точка), устанавливая такой режим работы («1», «2», «3»), чтобы максимум не выходил за пределы шкалы индикатора;
- 13) перевести рукоятку 7 в положение «счет» и трижды отсчитать результаты измерений на табло индикатора, как правило, пропустив первый отсчет.

Результат измерения наклонного расстояния в мм вычислить по формуле

$$D_u = D_{cp} + \Delta D_v + \Delta D_n + \Delta D_f + \Delta D_{БКО}, \quad (2.222)$$

где D_{cp} – среднее арифметическое значение отсчетов по табло светодальномера, мм; ΔD_v – поправка за циклическую погрешность, мм (определить по графику последней аттестации светодальномера); ΔD_n – поправка за метеоданные, мм; ΔD_f – поправка за температурное изменение частоты задающего генератора, мм; $\Delta D_{БКО}$ – поправка, учитывающая дрейф показаний прибора при работе по блоку контрольного отсчета, мм, вычисляется по формуле:

$$\Delta D_{БКО} = D_{БКО} - D_{БКО_{ИЗМ}}, \quad (2.223)$$

где $D_{БКО}$ – значение контрольного отсчета по паспорту; $D_{БКО_{ИЗМ}}$ – результат измерения по блоку контрольного отсчета.

4.3.2.3. Поверка электромагнитных дальномеров

При проведении поверки электромагнитных дальномеров должны выполняться операции, указанные в табл. 2.8 [18].

Периодичность операций поверки свето- и радиодальномеров устанавливается Инструкциями по проведению основных геодезических работ (ГКИНП по построению государственной геодезической сети, полигонометрии, трилатерации).

Таблица 2.8

Операции поверки

Операции поверки	Обязательность проведения
1. Проверка внешнего состояния и комплектности	Да
2. Опробование	Да
3. Проверка правильности установки уровней	Да
4. Проверка оптического центра	У дальномеров с оптическими центрами
5. Проверка правильности установки визирного устройства	Да
6. Контроль масштабной частоты кварцевых генераторов	У дальномеров, имеющих разъем для подключения частотомера
7. Контроль БКО	У светодальномеров с БКО
8. Контроль приборной поправки	Да
9. Контрольное измерение линий	У дальномеров, для которых не предусмотрен контроль частоты

Проведение операций поверки

1. Проверку внешнего состояния следует выполнять осмотром; проверку комплектности – осмотром и сличением с документацией.

При осмотре устанавливают состояние внешней отделки, убеждаются в отсутствии механических повреждений корпуса приемопередатчика, антенны, отражателей, кабелей, блока питания и других узлов; проверяют сохранность информационных надписей и маркировки на панелях приемопередатчика, проверяют качество антикоррозийных покрытий и т.п.

2. Проверка функционирования прибора и его отдельных элементов и узлов должна осуществляться опробованием. При этом должна быть установлена работоспособность всех основных узлов прибора.

Опробование свето- и радиодальномеров сводится к следующим основным операциям: проверка легкости и плавности хода подвижных частей, определение качества работы зажимных и наводящих устройств, проверка пригодности для работы источника питания, надежности подключения кабелей; проверка по контрольным приборам соответствия режимов работы установленным требованиям; определение работоспособности индикаторов, в термостатированных приборах – проверка правильности работы термостата; наличие радиосвязи между станциями радиодальномера.

3. Проверка уровней приемопередатчика, отражателя, станции выполняется аналогично тому, как это было описано для теодолитов и нивелиров.

4. Проверка юстировки оптического центрира, встроенного в дальномер, выполняется так же, как для центриров теодолитов.

5. Параллельность визирного и оптического каналов светодальномера определяют следующим образом. Устанавливают отражатель на удалении 300 – 500 м от прибора. Наводят приемопередатчик на отражатель, пользуясь визирной системой, а затем – по максимуму электрического сигнала. Если центр сетки не совпадает с изображением отражателя, это свидетельствует о непараллельности каналов, что требует проведения юстировочных работ.

6. Для контроля масштабной частоты кварцевых генераторов необходимо привести приемопередатчик (станцию) в рабочее положение и подключить частотомер к контактам, на которые выведены напряжения контролируемых частот.

Далее следует установить рабочие режимы работы частотомера с помощью соответствующих переключателей (согласно инструкции по эксплуатации). После этого необходимо включить приемопередатчик (стан-

цию), установить рукоятки управления в положение, соответствующее контролю частоты кварцевого генератора, и провести измерения частотомером. Значение $\delta f = f_o - f_u$ не должно превышать установленного допуска δf_{don} , где f_o – номинальное значение частоты, f_u – измеренное частотомером значение частоты (откорректированное поправкой за температуру кварцевого генератора).

Если значение δf превышает δf_{don} , необходимо настроить частоту в соответствии с инструкцией по эксплуатации прибора или вводить поправки в измерения расстояния с учетом действительного значения частоты f_u .

7. Для проверки значения контрольного отсчета необходимо привести прибор в рабочее положение и надеть на объектив передающей системы БКО. В режиме точных измерений снять с табло три отсчета, среднее значение которых сравнить с паспортным значением. В случае его отличия необходимо произвести регулировку контрольного отсчета в соответствии с инструкций по эксплуатации прибора.

8. Контроль приборной поправки свето- и радиодальномеров можно производить разными способами.

Первый способ основан на измерении интервала базиса известной длины со смещением отражателя в пределах фазового цикла через 0,5; 1 или 2 м.

Пригодность этого способа, который может быть использован для топографических и геодезических светодальномеров и радиодальномеров, устанавливается для каждого конкретного типа прибора на основе испытаний на стадии разработки и ввода в эксплуатацию прибора.

Другой способ заключается в измерении нескольких интервалов базиса известной длины (5 – 6 в пределах 0,6 от верхнего предела измерений D_e). Каждый интервал измеряют 4 – 6 приемами, в результаты измерений вводят поправки за метеоусловия и наклон линии. Погрешность в длине указанных базисов должна быть не более $(1/1,5)10^{-6}$ для геодезических и топографических светодальномеров (по абсолютной величине – не более 2 мм) и не более $(3/5)10^{-7}$ для высокоточных светодальномеров.

Приборная поправка K определяется как среднее значение из отдельных результатов, полученных на базисах, отдельное ее значение вычисляют как разность контрольного D_o и измеренного $D_{изм}$ значений, т.е. $K = D_o - D_{изм}$.

Допускается для контроля приборной поправки дальномера (пар станций) применять способ, основанный на измерении нескольких линий, расположенных в одном створе, во всевозможных комбинациях (в соответ-

ствии с РТМ 68-8.21-94). Этот способ рекомендуется применять для тех дальномеров, у которых значение приборной поправки не зависит от длины измеряемой линии.

9. Для контрольных измерений выбирают интервал эталонного базиса длиной не менее $0,6D_0$. Погрешность длины интервала базиса должна быть не более $1/3 m_D$ поверяемого дальномера.

Контрольные измерения производят в соответствии с методикой, рекомендуемой инструкцией по эксплуатации дальномера. Результаты измерений считают удовлетворительными, если соблюдено условие

$$\Delta D = (D_{изм} - D_0) \leq 2m_D, \quad (2.224)$$

где m_D – средняя квадратическая погрешность измерений, принятая для дальномера проверяемого типа.

4.3.2.4. Общие указания по эксплуатации

Светодальномер является сложным оптико-электронным прибором и требует бережного отношения.

Следует защищать светодальномер от осадков, перегрева на солнце, воздействия больших ударных и вибрационных нагрузок.

Необходимо учитывать, что загрязнение и механические повреждения оптических поверхностей приводят к уменьшению дальности действия светодальномера и ухудшению характеристик визирного канала. Необходимо соблюдать общеизвестные правила: не касаться оптических поверхностей пальцами, не применять при чистке металлические предметы и грязные салфетки, не прилагать при чистке больших усилий. Защищать оптические поверхности от осадков и грязи, в перерывах между измерениями накрывать светодальномер чехлом и т.д.

Во избежание конденсации влаги на оптических поверхностях следует вносить светодальномер с холода в теплое помещение в футляре и открывать футляр не ранее чем через 30 минут.

По окончании измерений в условиях высокой влажности или осадков протереть светодальномер и составные части комплекта, а затем просушить в нормальных условиях. Хранение мокрого комплекта светодальномера в закрытых ящиках сокращает срок его службы и может привести к нарушению работоспособности светодальномера.

При погрузке в транспортные средства футляр со светодальномером и ящики с составными частями комплекта установить в соответствии с манипуляционными знаками, нанесенными на ящики. Ящики закреплять таким образом, чтобы исключить их перемещение во время перевозки.

Для получения результатов измерений с погрешностью, не превышающей указанную, измерения следует проводить в благоприятных условиях внешней среды:

- метеорологическая видимость дальности (МВД) должна быть не менее четырехкратной длины измеряемой линии. МВД определяется как наибольшая дальность видимости днем темных предметов, проектирующихся на фоне неба у горизонта с угловыми размерами не менее 30";

- темновой шум и фоновая засветка фотоприемника не должны вызывать высвечивание сегментов индикатора уровня сигнала;

- погрешность определения температуры воздуха на точках стояния светодальномера и отражателя должна быть не более 0,5 °С;

- погрешность определения среднего значения давления 1 ГПа (0,75 мм рт. ст.).

При значительном различии метеоусловий вдоль трассы измерений, слабом неустойчивом сигнале при значительной турбулентности атмосферы, темновом шуме и фоновой засветке фотоприемника, вызывающих высвечивание сегментов индикатора уровня сигнала, допускается увеличение погрешности результатов измерений до $5 + 5 \cdot 10^{-6} D$ (где D – измеряемое расстояние в миллиметрах).

При проведении измерений следует руководствоваться Правилами по технике безопасности на топографических работах (ПТБ-88).

На внешних поверхностях светодальномера отсутствуют токопроводящие элементы, находящиеся под напряжением, поэтому специальные меры по обеспечению безопасности при проведении измерений не требуются. Излучение лазерного диода не опасно для человека.

При работе с разрядно-зарядным устройством следует руководствоваться Правилами техники безопасности при эксплуатации электроустановок потребителей.

4.4. Измерение линий инварными проволоками

Измерение линий инварными проволоками подробно рассмотрено в [2, с. 242 – 266].

УЭ-5. Привязочные работы в полигонометрии

5.1. Значения и виды привязок

Привязка полигонометрии к пунктам государственной геодезической сети производится для определения координат пунктов полигонометрического хода в какой-то определенной системе и для передачи направления на стороны хода.

Самый простой способ привязки – непосредственное примыкание полигонометрического хода к пунктам триангуляции или полигонометрии высших классов. В этом случае привязка осуществляется измерением примычных углов (рис. 2.39).

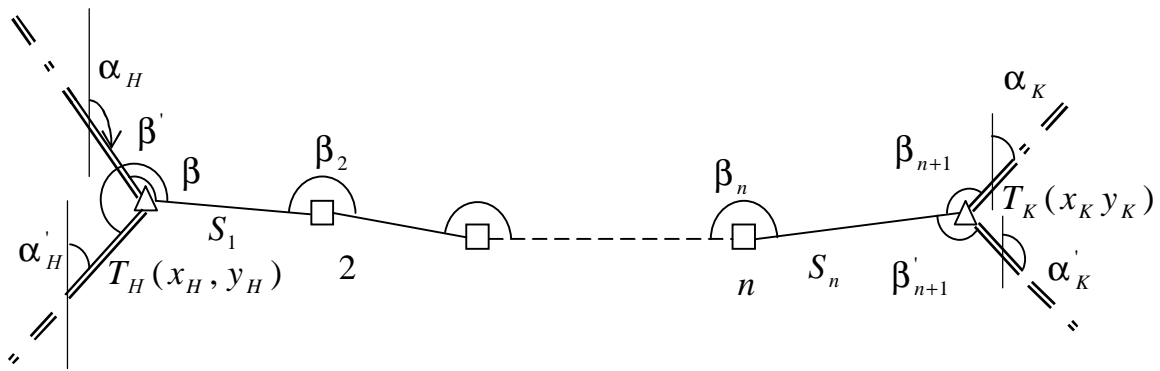


Рис. 2.39. Схема полигонометрического хода

Здесь α_H и α'_H , α_K и α'_K – дирекционные углы начальных и конечных направлений, $\beta_1, \beta'_1, \beta_{n+1}, \beta'_{n+1}$ – примычные углы на начальной T_H и конечной T_K точках хода. Эти же точки являются и пунктами ГГС высших классов. X_H, Y_H, X_K, Y_K – координаты исходных пунктов. S_i – измеренные линии. β_i – измеренные углы.

По указанным данным производится передача дирекционных углов от начального направления до конечного. Затем по дирекционным углам и измеренным линиям вычисляют приращения координат по сторонам полигонометрического хода и по начальным координатам X_H, Y_H и приращениям координат получают координаты точек полигонометрического хода вплоть до X_K, Y_K .

Однако в практике геодезических работ бывают случаи, когда непосредственно привязаться к пунктам ГГС нет возможности. Тогда применяют особые случаи привязки, которые можно разделить на две группы:

1. Привязка к близлежащему пункту.
2. Привязка к отдаленным пунктам.

Привязка к близлежащим пунктам осуществляется методом снесения координат с недоступного пункта, а привязка к отдаленным пунктам – прямой, обратной и комбинированной засечками.

В случае применения засечек координаты пункта будут получены по необходимому числу пунктов и измерений.

Засечки, в которых используется необходимое число пунктов и измерений, называются однократными.

Координаты, полученные однократными засечками, будут бесконтрольными. Для получения надежных значений координат определяемого пункта необходимо иметь добавочные пункты и произвести добавочные измерения.

Засечки, в которых для получения координат определяемого пункта используют добавочное (избыточное) число пунктов и измерений, называют многократными.

Прямой многократной засечкой называется определение положения пункта путем измерения углов или направлений на определяемый пункт не менее чем с трех пунктов, координаты которых известны (рис. 2.40).

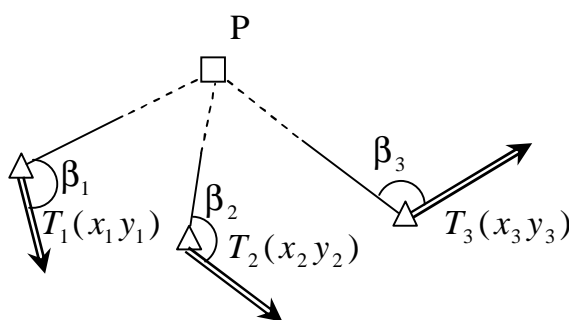


Рис. 2.40. Прямая многократная засечка

Обратной многократной засечкой называется определение положения пункта путем измерения углов или направлений на определяемом пункте не менее чем на четыре пункта, координаты которых известны (рис. 2.41).

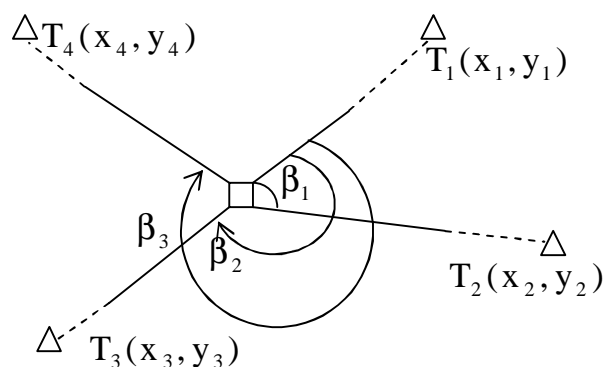


Рис. 2.41. Обратная многократная засечка

5.2. Передача координат с недоступного пункта

Этот вид привязки применяется, когда над пунктом нет возможности установить прибор.

На практике могут иметь место три случая:

1. Пункт недоступен ни для линейных, ни для угловых измерений.
2. Пункт доступен для линейных измерений, но не доступен для угловых.
3. Пункт доступен для угловых измерений, но не доступен для линейных.

Рассмотрим случай, когда пункт не доступен ни для линейных, ни для угловых измерений.

При привязке полигонометрического (теодолитного) хода к пункту триангуляции, на котором нельзя установить прибор, выбирают на земле вблизи этого пункта A (на расстоянии 50 – 100 м от него) точку P в таком месте, чтобы кроме пункта A были видны два удаленных пункта исходной сети B и C (один из них необходим для контроля) и удобно было измерить два базиса для определения неприступного расстояния AP (рис. 2.42).

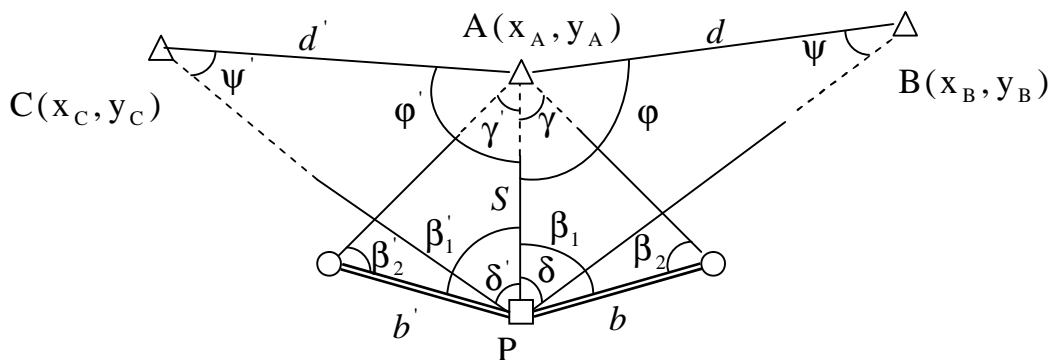


Рис. 2.42. Передача координат с недоступного пункта

Для решения задачи измеряют базисы b и b' и шесть углов β_1 , β_2 , β'_1 , β'_2 , δ и δ' , причем второй базис и углы при нем используют для контроля определения расстояния AP и повышения точности получения окончательного его значения, а угол δ' – для контроля правильности произведенных измерений, выписки исходных данных и повышения точности определения окончательных значений координат точки P (если их получают по результатам решений двух вариантов задачи).

Рассмотрим решение задачи по этапам:

1. Вычисление дирекционных углов (AB) , (AC) и расстояний $AB = d$, $AC = d'$

Имея координаты пунктов A и B , вычисляют дирекционный угол (AB)

$$(AB) = \operatorname{arctg} \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A} \quad (2.225)$$

и расстояние $AB = d$

$$d = \frac{Y_B - Y_A}{\sin(AB)} = \frac{X_B - X_A}{\cos(AB)}. \quad (2.226)$$

Если полученные значения d различаются на две единицы последнего знака, то за окончательное принимают среднее арифметическое.

Точно так же определяют дирекционный угол (AC) и расстояние AC . Иногда дирекционные углы (AB) , (AC) и расстояния AB , AC не приходится вычислять, так как они бывают известны из материалов исходной геодезической сети.

2. Вычисление расстояния $AP = S$

Недоступное расстояние $AP = S$ определяют дважды:

$$S_1 = \frac{b \sin \beta_2}{\sin \gamma} \text{ и } S_2 = \frac{b' \sin \beta'_2}{\sin \gamma'}, \quad (2.227)$$

где $\gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2)$, $\gamma' = 180^\circ - (\beta'_1 + \beta'_2)$.

Разность $|S_1 - S_2|$ не должна превышать $2S \frac{1}{T}$, где $\frac{1}{T}$ – предельная относительная погрешность измерения базисов b и b' .

За окончательное значение расстояния AP принимают среднее арифметическое значение

$$S = \frac{S_1 + S_2}{2}. \quad (2.228)$$

3. Вычисление дирекционного угла (AP)

Решая треугольники ABP и ACP , находят

$$\psi = \arcsin \frac{S \sin \delta}{s} \text{ и } \psi' = \arcsin \frac{S \sin \delta'}{s'}. \quad (2.229)$$

Затем вычисляют вспомогательные углы φ и φ'

$$\varphi = 180^\circ - (\delta + \psi), \quad \varphi' = 180^\circ - (\delta' + \psi'). \quad (2.230)$$

По этим углам определяют два значения дирекционного угла (AP)

$$(AP)_1 = (AB) + \varphi, \quad (AP)_2 = (AC) - \varphi'. \quad (2.231)$$

Расхождение между значениями $(AP)_1$ и $(AP)_2$ должно удовлетворять неравенству

$$\omega = |(AP)_1 - (AP)_2| < 6m, \quad (2.232)$$

где m – средняя квадратическая погрешность измерения угла.

4. Вычисление координат точек P

По расстоянию $AP = S$ и дирекционному углу (AP) находят приращения координат

$$\left. \begin{aligned} \Delta X_1 &= S \cos(AP)_1; & \Delta Y_1 &= S \sin(AP)_1 \\ \Delta X_2 &= S \cos(AP)_2; & \Delta Y_2 &= S \sin(AP)_2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.233)$$

Затем вычисляют координаты точки P

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= X_A + \Delta X_1; & Y_1 &= Y_A + \Delta Y_1 \\ X_2 &= X_A + \Delta X_2; & Y_2 &= Y_A + \Delta Y_2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.234)$$

Полученные из двух решений значения координат не должны различаться больше, чем на величину $\frac{\omega}{\rho} S$.

За окончательные значения координат принимают средние арифметические значения

$$X = \frac{X_1 + X_2}{2}; \quad Y = \frac{Y_1 + Y_2}{2}. \quad (2.235)$$

5. Оценка точности

Оценка точности при решении данной задачи состоит в получении квадратической ошибки вычисленных элементов: линии S , дирекционного угла (AP) и положения пункта P . Для этого необходимо иметь характеристики точности определения исходных данных, т.е. величин m_b , m_{β_1} , m_{β_2} , m_δ . По этим параметрам и результатам измерений необходимо получить m_S , $m_{(AP)}$, m_{X_P} , m_{Y_P} .

Для получения средней квадратической ошибки линии S возьмем исходную формулу (2.227), прологарифмировав ее, а затем дифференцируя, получим

$$\ln S = \ln b + \ln \sin \beta_1 - \ln \sin(\beta_1 + \beta_2). \quad (2.236)$$

$$\begin{aligned} \frac{dS}{S} &= \frac{db}{b} + \operatorname{ctg}\beta_1 d\beta_1 + \operatorname{ctg}(\beta_1 + \beta_2) d\beta_1 + \operatorname{ctg}(\beta_1 + \beta_2) d\beta_2 = \\ &= \frac{db}{b} + \{\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}(\beta_1 + \beta_2)\} d\beta_1 + \operatorname{ctg}(\beta_1 + \beta_2) d\beta_2; \end{aligned} \quad (2.237)$$

$$m_S^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 S^2 + (\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}(\beta_1 + \beta_2))^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} S^2 + \operatorname{ctg}^2(\beta_1 + \beta_2) \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} S^2. \quad (2.238)$$

При условии, что углы измерены равноточно, т.е. $m_{\beta_1} = m_{\beta_2}$, можно выражение (2.238) записать:

$$m_S^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 S^2 + \left\{(\operatorname{ctg}\beta_1 + \operatorname{ctg}(\beta_1 + \beta_2))^2 + \operatorname{ctg}^2(\beta_1 + \beta_2)\right\} \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} S^2. \quad (2.239)$$

Формула (2.239) будет справедлива для оценки точности как стороны S_1 , так и стороны S_2 . Поэтому средняя квадратическая ошибка среднего значения стороны S_{cp} будет

$$M_S = \sqrt{m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2}. \quad (2.240)$$

Для определения средней квадратической ошибки дирекционного угла (AP) воспользуемся формулой его определения

$$(AP) = AB \pm \varphi. \quad (2.241)$$

Поскольку дирекционный угол стороны (AB) можно считать безошибочным (дирекционный угол стороны высших классов), то

$$m_{(AP)} = m_{\varphi}. \quad (2.242)$$

В свою очередь, угол φ вычислен через измеренный угол δ , поэтому формула (2.242) примет вид

$$m_{(AP)} = m_{\delta}. \quad (2.243)$$

Среднее значение дирекционного угла (AP), полученного дважды, будет

$$M_{(AP)} = \frac{1}{2} \sqrt{m_{\delta}^2} = 0,71m_{\delta}. \quad (2.244)$$

Квадрат средней квадратической ошибки положения пункта будет суммой квадратов средних квадратических ошибок приращений координат (координаты исходных пунктов считаем безошибочными), т.е.

$$m_P^2 = m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2; \quad (2.245)$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= S \cos \alpha \\ \Delta y &= S \sin \alpha \end{aligned} \right\} \quad (2.246)$$

где α – дирекционный угол (AP).

Переходя от формул (2.246) к средним квадратическим ошибкам, получим

$$\left. \begin{aligned} m_{\Delta x}^2 &= \cos^2 \alpha \cdot m_S^2 + S^2 \sin^2 \alpha \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} \\ m_{\Delta y}^2 &= \sin^2 \alpha \cdot m_S^2 + S^2 \cos^2 \alpha \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.247)$$

Суммируя (2.247), получим

$$m_P^2 = m_S^2 + S^2 \frac{m_\alpha^2}{\rho^2}. \quad (2.248)$$

Анализ формул (2.239), (2.240), (2.244) и (2.248) показывает, что для обеспечения большей точности координат пункта P необходимо:

1. Строить по возможности равносторонние треугольники с базисами. Это обеспечит большую точность вычисления стороны AP .
2. Выбирать положение пункта P так, чтобы угол δ был близок к прямому, тогда угол ψ будет получен с большей точностью.

5.2.1. Пункт, к которому производится привязка, доступен для угловых измерений и не доступен для линейных

В этом случае величина угла φ измеряется. Задача сводится к определению стороны S между исходным пунктом A и определяемым P . Далее задача решается по изложенному способу.

5.3. Прямая засечка

5.3.1. Прямая однократная засечка

Для решения методом прямой засечки, заключающимся в определении координат третьего пункта по координатам двух исходных пунктов и измеренным при них углам, предложено много различных формул. Рассмотрим некоторые из них.

Постановка задачи: определить координаты пункта P , если известны координаты пунктов A и B , а также измерены углы «А» и «В» на этих пунктах (рис. 2.43).

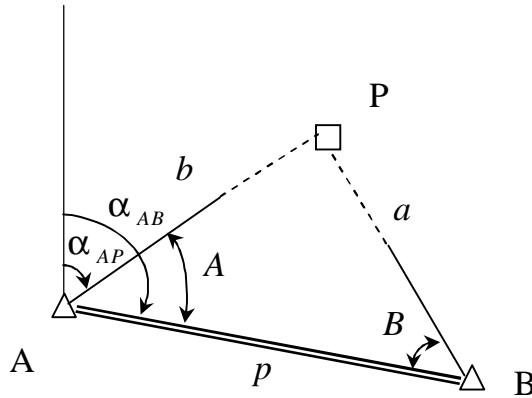


Рис. 2.43. Прямая однократная засечка

Решая эту задачу, при обозначении исходных данных и измеренных углов необходимо соблюдать следующий порядок: буквой P должен обозначаться определяемый пункт, буквой A – левый исходный пункт, буквой B – правый исходный пункт, если стоять на стороне AB лицом к пункту P .

Измеренные углы будут соответственно при точках A и B .

Решая задачу на координаты, будем иметь

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_{AP} &= b \cdot \cos \alpha_{AP} = X_P - X_A \\ \Delta y_{AP} &= b \cdot \sin \alpha_{AP} = Y_P - Y_A \end{aligned} \right\}. \quad (2.249)$$

Дирекционный угол можно определить как разность углов

$$\alpha_{AP} = \alpha_{AB} - A. \quad (2.250)$$

Дирекционный угол α_{AB} получается из решения обратной задачи.

Далее формулы (2.249) с учетом (2.250) можно записать

$$\left. \begin{aligned} X_P - X_A &= b \cdot \cos(\alpha_{AB} - A) \\ Y_P - Y_A &= b \cdot \sin(\alpha_{AB} - A) \end{aligned} \right\} \quad (2.251)$$

или

$$\left. \begin{aligned} X_P - X_A &= b(\cos \alpha_{AB} \cos A + \sin \alpha_{AB} \sin A) \\ Y_P - Y_A &= b(\sin \alpha_{AB} \cos A - \sin A \cos \alpha_{AB}) \end{aligned} \right\}. \quad (2.252)$$

Решая обратную задачу, получим

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_{AB} &= X_B - X_A = p \cdot \cos \alpha_{AB} \\ \Delta y_{AB} &= Y_B - Y_A = p \cdot \sin \alpha_{AB} \end{aligned} \right\}. \quad (2.253)$$

Из формулы (2.253) выразим $\sin \alpha_{AB}$ и $\cos \alpha_{AB}$.

$$\left. \begin{aligned} \cos \alpha_{AB} &= \frac{X_B - X_A}{p} \\ \sin \alpha_{AB} &= \frac{Y_B - Y_A}{p} \end{aligned} \right\}. \quad (2.254)$$

Подставляя выражение (2.254) в выражения (2.252) и вынося за скобки $\frac{\sin A}{p}$, будем иметь

$$\left. \begin{aligned} X_P - X_A &= \frac{b}{p} \sin A \left(\frac{X_B - X_A}{\sin A} \cos A + Y_B - Y_A \right) \\ Y_P - Y_A &= \frac{b}{p} \sin A \left(\frac{Y_B - Y_A}{\sin A} \cos A - X_B + X_A \right) \end{aligned} \right\}. \quad (2.255)$$

Собственно, по формулам (2.255) задача решается. Однако для удобства решения их можно привести к наиболее удобному виду. Из треугольника ABP по теореме синусов получим

$$\frac{b}{p} = \frac{\sin B}{\sin(A+B)} = \frac{\sin B}{\sin A \cos B + \cos A \sin B}. \quad (2.256)$$

Умножив обе части этого равенства на $\sin A$, получим

$$\frac{b}{p} \sin A = \frac{\sin A \sin B}{\sin A \cos B + \cos A \sin B}. \quad (2.257)$$

Если разделить правую часть формулы (2.257) (числитель и знаменатель) на $\sin B \cdot \sin A$, будем иметь

$$\frac{b}{p} \sin A = \frac{1}{\operatorname{ctg} B + \operatorname{ctg} A}. \quad (2.258)$$

Полученное выражение подставим в равенство (2.255)

$$\left. \begin{aligned} X_P - X_A &= \frac{(X_B - X_A) \operatorname{ctg} A + (Y_B - Y_A)}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} \\ Y_P - Y_A &= \frac{(Y_B - Y_A) \operatorname{ctg} A - (X_B - X_A)}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} \end{aligned} \right\}. \quad (2.259)$$

Преобразовывая формулу (2.259), получим

$$\left. \begin{aligned} X_P &= \frac{(X_B - X_A) \operatorname{ctg} A + (Y_B - Y_A)}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} + X_A \\ Y_P &= \frac{(Y_B - Y_A) \operatorname{ctg} A - (X_B - X_A)}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} + Y_A \end{aligned} \right\}. \quad (2.260)$$

или

$$\left. \begin{aligned} X_P &= \frac{X_A \operatorname{ctg} A + X_A \operatorname{ctg} B + X_B \operatorname{ctg} A - X_A \operatorname{ctg} A + Y_B - Y_A}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} \\ Y_P &= \frac{Y_A \operatorname{ctg} A + Y_A \operatorname{ctg} B + Y_B \operatorname{ctg} A - Y_A \operatorname{ctg} A - X_B + X_A}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} \end{aligned} \right\}, \quad (2.261)$$

окончательно

$$\left. \begin{aligned} X_P &= \frac{X_A \operatorname{ctg} B + X_B \operatorname{ctg} A + Y_B - Y_A}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} \\ Y_P &= \frac{Y_A \operatorname{ctg} B + Y_B \operatorname{ctg} A - X_B + X_A}{\operatorname{ctg} A + \operatorname{ctg} B} \end{aligned} \right\}. \quad (2.262)$$

Формулы (2.262) носят название формул котангенсов или формул Юнга.

5.3.2. Оценка точности положения пункта, определенного прямой однократной засечкой

Учитывая равноточность измерений углов, среднюю квадратическую ошибку положения пункта P можно записать

$$M_P = \frac{m_\beta}{\rho \sin P} \sqrt{a^2 + b^2}, \quad (2.263)$$

где m_β – средняя квадратическая ошибка измерения углов; a и b – расстояния от исходных пунктов до определяемого (можно вычислить по координатам точек); P – угол при определяемой точке.

С учетом того, что

$$a = \frac{p \sin A}{\sin(A+B)} \quad \text{и} \quad b = \frac{p \sin B}{\sin(A+B)}, \quad (2.264)$$

формула (2.263) будет

$$M_P = p \frac{m_\beta}{\rho} \frac{\sqrt{\sin^2 A + \sin^2 B}}{\sin^2 P}. \quad (2.265)$$

Анализ формулы (2.265) показывает, что средняя квадратическая ошибка положения определяемой точки будет увеличиваться главным образом с удалением ее от исходных пунктов и увеличением базиса засечки p . Наименьшая ошибка будет в том случае, если угол засечки P близок к 90° .

Оценку точности положения пункта P можно получить графическим путем с помощью обращенного (инвертного) треугольника.

Практическое применение этого метода заключается в следующем.

На листке бумаги с координатной сеткой наносят точки A , B и P по координатам в масштабе, обеспечивающем точность определения средней квадратической ошибки точки M_P (рис. 2.44). Затем, графически определив расстояния от определяемой точки до исходных пунктов S_1 и S_2 , вычисляют величины $r_i = \rho / S_i$, которые называются градиентами направлений.

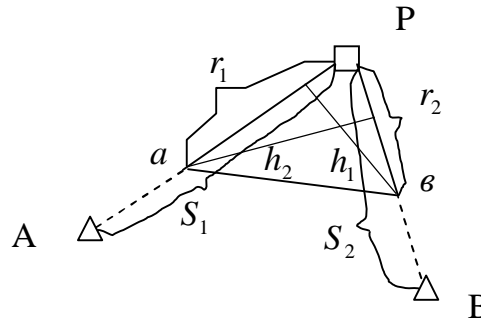


Рис. 2.44. Оценка точности прямой засечки

Найденные градиенты откладывают от точки P по направлениям PA и PB , получают точки a и b , которые соединяют. Треугольник aPb называют обращенным (инвертным, инверсионным).

Доказано, что (2.263) можно преобразовать к виду

$$M_P = m_{\beta} \sqrt{\frac{r_1^2 + r_2^2}{4F^2}}, \quad (2.266)$$

где r_1 и r_2 – градиенты направлений; F – площадь обращенного треугольника, которая может быть определена по формуле

$$F = \frac{1}{2} h_1 r_1 = \frac{1}{2} h_2 r_2, \quad (2.267)$$

где h_1 и h_2 – высоты обращенного треугольника.

С учетом (2.267) формула (2.266) будет иметь вид

$$M_P = m_{\beta} \sqrt{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}}. \quad (2.268)$$

5.3.3. Прямая многократная засечка

Постановка задачи: необходимо определить координаты пункта P , если известны координаты исходных пунктов T_1, T_2, \dots, T_n , исходные дирекционные углы $\alpha_A, \alpha_B, \mathbf{K}, \alpha_n$ и измеренные углы $\beta_1, \beta_2, \mathbf{K}, \beta_n$ (рис. 2.45).

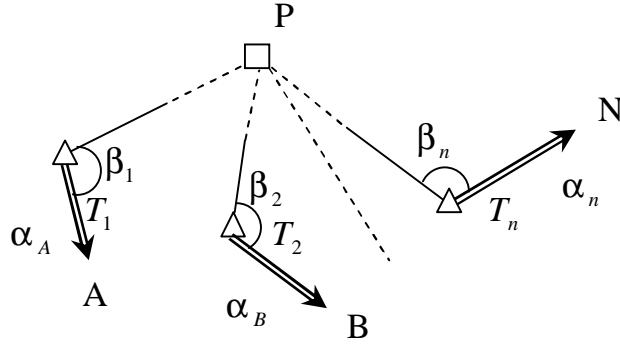


Рис. 2.45. Прямая многократная засечка

Поскольку есть дополнительные измерения, возникает вопрос уравнивания. Уравнивание целесообразно выполнять параметрическим способом, т.е. определить параметры X_P и Y_P (неизвестные), находя поправки δ_x и δ_y в приближенные координаты X_0 и Y_0 , которые известны из решения однократной засечки.

$$\left. \begin{aligned} X_P &= X_0 + \delta_x \\ Y_P &= Y_0 + \delta_y \end{aligned} \right\} \quad (2.269)$$

Согласно параметрическому способу уравнивания следует составить уравнения поправок, в которых представить измеренные величины как функции выбранных неизвестных.

Пусть приближенному значению точки P_0 , полученному из решения прямой однократной засечки, соответствуют координаты X_0 и Y_0 . Точка P_0 близка к искомому значению точки P , координаты которой X_P и Y_P (рис. 2.46).

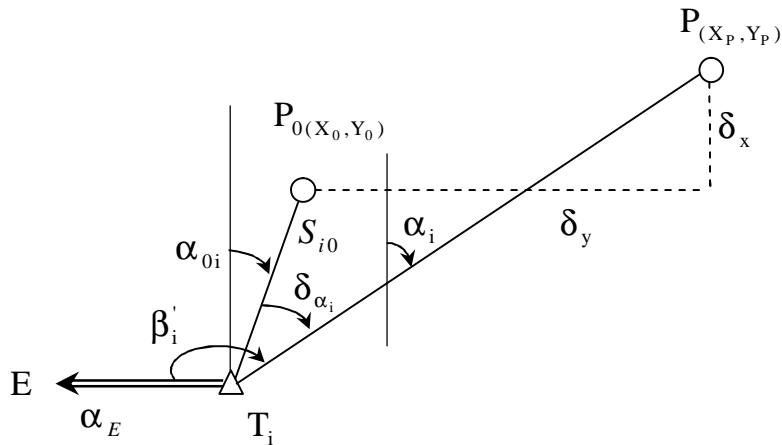


Рис. 2.46. Поправки уравнивания многократной засечки

Для линии $T_i P_0$ можно вычислить ее длину S_{i0} и дирекционный угол α_{i0} .

Уравненное значение дирекционного угла T_iP обозначим через α_i , тогда

$$\alpha_i = \alpha_{0i} + \delta_{\alpha_i}. \quad (2.270)$$

По дирекционному углу исходной линии и измеренному углу β'_i найдем измеренное значение дирекционного угла α'_i

$$\alpha'_i = \alpha_E + \beta'_i. \quad (2.271)$$

Уравненное значение дирекционного угла будет равно измеренному значению α'_i плюс поправка v_i

$$\alpha_i = \alpha'_i + v_i \quad (2.272)$$

или

$$\alpha_i - \alpha'_i = v_i. \quad (2.273)$$

Уравнений вида (2.273) будет столько, сколько исходных пунктов, однако уравнение поправок вида (2.273) не является функцией неизвестных через измеренные величины. Поэтому в уравнение (2.273) подставим уравнение (2.270):

$$\alpha_{0i} + \delta_{\alpha_i} - \alpha'_i = v_i. \quad (2.274)$$

Обозначив $\alpha_{0i} - \alpha'_i = l_i$, уравнение (2.274) перепишем

$$\delta_{\alpha_i} + l_i = v_i, \quad (2.275)$$

где l_i – свободный член уравнения поправок.

Теперь от δ_{α_i} перейдем к поправкам δ_x и δ_y .

Пусть имеем линию AB , координаты которой заданы. Дирекционный угол этой линии можно вычислить

$$\operatorname{tg} \alpha_{AB} = \frac{Y_B - Y_A}{X_B - X_A}. \quad (2.276)$$

Предположим, что точка B переместилась в точку B' . Координаты точки B' получили приращения dx и dy , в соответствии с этим дирекционный угол изменится на величину $d\alpha$ (рис. 2.47).

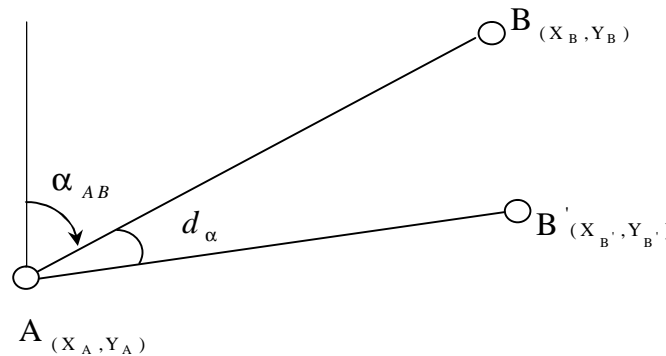


Рис. 2.47. Поправка в дирекционную линию

Дифференцируя формулу вычисления α_{AB} , получим

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha_{AB}} \frac{d\alpha}{\rho} = \frac{(X_B - X_A)dY_B - (Y_B - Y_A)dX_B}{(X_B - X_A)^2}. \quad (2.277)$$

Так как

$$\left. \begin{aligned} X_B - X_A &= S \cos \alpha_{AB} \\ Y_B - Y_A &= S \sin \alpha_{AB} \end{aligned} \right\}, \quad (2.278)$$

то (2.277) можно записать

$$\frac{d\alpha}{\rho} = \frac{S \cos \alpha_{AB} dY_B - S \sin \alpha_{AB} dX_B}{S^2} \quad (2.279)$$

или

$$d\alpha = \rho \left(\frac{\cos \alpha_{AB}}{S} dY_B - \frac{\sin \alpha_{AB}}{S} dX_B \right). \quad (2.280)$$

Введем обозначения

$$\left. \begin{aligned} (a) &= -\rho \sin \alpha_{AB} \\ (b) &= \rho \cos \alpha_{AB} \end{aligned} \right\}. \quad (2.281)$$

С учетом (2.281) формула (2.280) примет вид

$$d\alpha = \frac{(a)}{S} dX_B + \frac{(b)}{S} dY_B. \quad (2.282)$$

Если конечная точка сохраняет свое положение, а перемещается начальная точка A , то между изменением координат точки A и изменением дирекционного угла линии AB существует такая же связь, только коэффициенты при dX_A и dY_A будут иметь знаки, противоположные знакам dX_B и dY_B . В этом случае формула (2.282) будет иметь вид

$$d\alpha = -\frac{(a)}{S} dX_A - \frac{(b)}{S} dY_A. \quad (2.283)$$

Формулы (2.282) и (2.283) называют дифференциальными.

Используя дифференциальные формулы дирекционного угла (по малости dx и dy), можно записать

$$\delta_\alpha = \frac{(a_i)}{S_i} \delta_x + \frac{(b_i)}{S_i} \delta_y. \quad (2.284)$$

Введем обозначения

$$\left. \begin{aligned} \frac{(a_i)}{S_i} &= a_i \\ \frac{(b_i)}{S_i} &= b_i \end{aligned} \right\}. \quad (2.285)$$

Теперь формулу (2.275) – уравнение поправок – можно представить в виде

$$a_i \delta_x + b_i \delta_y + l_i = v_i. \quad (2.286)$$

Уравнение (2.286) – параметрическое уравнение поправок.

Предполагая измерения углов β равноточными, можно поставить при решении этих уравнений (а их будет столько, сколько исходных пунктов) условие: $[vv] = \min$.

Согласно методу наименьших квадратов оно (это условие) приведет нас к двум нормальным уравнениям вида

$$\left. \begin{aligned} [aa] \delta_x + [ab] \delta_y + [al] &= 0 \\ [ab] \delta_x + [bb] \delta_y + [bl] &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.287)$$

Решив эти уравнения способом определителей, получим

$$\left. \begin{aligned} \delta_x &= \frac{[ab][bl] - [bb][al]}{[aa][bb] - [ab][ab]} = \frac{D_x}{D} \\ \delta_y &= \frac{[ab][al] - [aa][bl]}{[aa][bb] - [ab][ab]} = \frac{D_y}{D} \end{aligned} \right\}. \quad (2.288)$$

Уравненное значение координат получим по формулам (2.269).

Зная координаты пункта P , можно получить значение дирекционного угла по каждому направлению. А зная эти величины, можно проконтролировать вычисления дирекционного угла по формуле $\alpha_i = \alpha'_i + v_i$, причем дирекционный угол должен быть вычислен по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha_i = \frac{Y - Y_i}{X - X_i}. \quad (2.289)$$

Это является заключительным контролем.

5.3.4. Оценка точности прямой многократной засечки

Оценка точности произведенных измерений состоит в определении средней квадратической ошибки угла

$$m_\beta = \sqrt{\frac{[vv]}{n - k}}, \quad (2.290)$$

где n – число всех измерений; k – число необходимых измерений.

Оценка точности уравненных значений координат

$$\left. \begin{aligned} m_x &= \frac{m_{\beta}}{\sqrt{P_x}} \\ m_y &= \frac{m_{\beta}}{\sqrt{P_y}} \end{aligned} \right\}. \quad (2.291)$$

Здесь P_x и P_y – веса уравненных значений координат, определенные из величин

$$\left. \begin{aligned} P_x &= \frac{D}{[aa]} \\ P_y &= \frac{D}{[bb]} \end{aligned} \right\}. \quad (2.292)$$

Производить привязку полигонометрии к пунктам ГГС прямыми засечками не всегда экономически оправдано из-за значительного объема полевых работ.

Однако, если работа проводится по хорошо продуманному плану с учетом перспектив, то это может быть оправдано.

Проще для привязки пунктов полигонометрии к ГГС применять обратную засечку (здесь минимум полевых работ).

Прямую засечку выгодно применять при засечке боковых пунктов одновременно с измерениями углов в полигонометрических ходах. Ее удобно применять при определении координат хорошо видимых (выдающихся) предметов, к которым доступ для угловых измерений отсутствует (шпильки церквей, дымовые трубы и т.д.).

5.4. Обратная засечка

5.4.1. Обратная однократная засечка

Задача по определению четвертой точки по трем данным известна под названием задачи Патенота. Некоторые графические способы ее решения известны (определение дополнительных опорных пунктов при мензуральной съемке). Об этой задаче имеется обширная литература и предложено более ста способов ее решения. Рассмотреть их все не входит в наши задачи, а познакомиться с наиболее простыми, наиболее распространенными – целесообразно и необходимо. Таким является способ решения за-

дачи Патенота с применением формулы Деламбера, суть которого заключается в следующем.

Координаты пунктов T_1, T_2, T_3 известны. На определяемом пункте P измерены углы β_1 и β_2 от нулевого (начального) направления PT_1 . Требуется определить координаты пункта P (рис. 2.48).

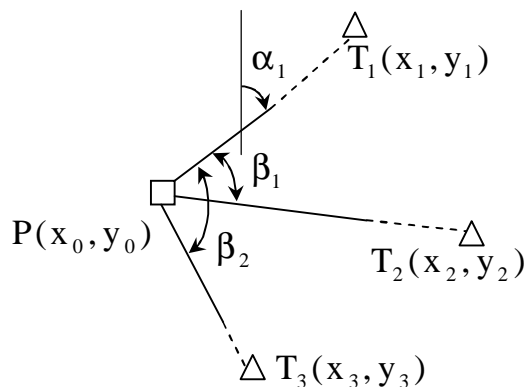


Рис. 2.48. Обратная однократная засечка

Обозначим дирекционный угол первого направления α_1 и непосредственно по чертежу, используя формулы обратной задачи на координаты, составим уравнения, т.е.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_2 &= \alpha_1 + \beta_1 \\ \alpha_3 &= \alpha_1 + \beta_2 \end{aligned} \right\}; \quad (2.293)$$

$$\operatorname{tg} \alpha_{01} = \frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0} \quad (2.294)$$

или

$$\left. \begin{aligned} y_1 - y_0 &= (x_1 - x_0) \operatorname{tg} \alpha_1 \\ y_2 - y_0 &= (x_2 - x_0) \operatorname{tg} \alpha_2 \\ y_3 - y_0 &= (x_3 - x_0) \operatorname{tg} \alpha_3 \end{aligned} \right\}. \quad (2.295)$$

Подставляя значения дирекционных углов из (2.293) в выражения (2.295), запишем

$$\left. \begin{aligned} y_1 - y_0 &= (x_1 - x_0) \operatorname{tg} \alpha_1 \\ y_2 - y_0 &= (x_2 - x_0) \operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta_1) \\ y_3 - y_0 &= (x_3 - x_0) \operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta_2) \end{aligned} \right\}. \quad (2.296)$$

В этих трех уравнениях три неизвестные: x_0, y_0, α_1 . Решив систему из трех уравнений с тремя неизвестными, получим ответ на поставленный в задаче вопрос.

Для упрощения решения задачи сделаем сначала некоторые преобразования. Так,

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta_1) = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\beta_1}{1 - \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{tg}\beta_1}. \quad (2.297)$$

Помножив числитель и знаменатель правой части выражения (2.297) на $\operatorname{ctg}\beta_1$, получим

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta_1) = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + 1}{\operatorname{ctg}\beta_1 - \operatorname{tg}\alpha_1}. \quad (2.298)$$

Подставим правую часть (2.298) во второе уравнение системы (2.296):

$$y_2 - y_0 = (x_2 - x_0) \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + 1}{\operatorname{ctg}\beta_1 - \operatorname{tg}\alpha_1} \quad (2.299)$$

или

$$\begin{aligned} y_2 \operatorname{ctg}\beta_1 - y_2 \operatorname{tg}\alpha_1 - y_0 \operatorname{ctg}\beta_1 + y_0 \operatorname{tg}\alpha_1 &= \\ = x_2 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + x_2 - x_0 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 - x_0. \end{aligned} \quad (2.300)$$

Выполним аналогичные преобразования для третьего уравнения системы (2.296), т.е. преобразуем

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta_2) = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\beta_2}{1 - \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{tg}\beta_2}. \quad (2.301)$$

Помножив числитель и знаменатель правой части выражения (2.301) на $\operatorname{ctg}\beta_2$, получим

$$\operatorname{tg}(\alpha_1 + \beta_2) = \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_2 + 1}{\operatorname{ctg}\beta_2 - \operatorname{tg}\alpha_1}. \quad (2.302)$$

Подставим правую часть (2.302) в третье уравнение системы (2.296):

$$y_3 - y_0 = (x_3 - x_0) \frac{\operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_2 + 1}{\operatorname{ctg}\beta_2 - \operatorname{tg}\alpha_1}. \quad (2.303)$$

Из уравнения (2.303) вычтем уравнение (2.300)

$$\begin{aligned} y_3 \operatorname{ctg}\beta_2 - y_3 \operatorname{tg}\alpha_1 - y_0 \operatorname{ctg}\beta_2 + y_0 \operatorname{tg}\alpha_1 - y_2 \operatorname{ctg}\beta_1 + y_2 \operatorname{tg}\alpha_1 + y_0 \operatorname{ctg}\beta_1 - y_0 \operatorname{tg}\alpha_1 &= \\ = x_3 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_2 + x_3 - x_0 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_2 - x_0 - x_2 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 - x_2 + x_0 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + x_0. \end{aligned} \quad (2.304)$$

Из первого уравнения системы (2.296) определим y_0

$$y_0 = (y_1 - x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 + x_0 \operatorname{tg}\alpha_1). \quad (2.305)$$

Подставим уравнение (2.305) в уравнение (2.304):

$$\begin{aligned} y_3 \operatorname{ctg}\beta_2 - y_1 \operatorname{ctg}\beta_2 - y_2 \operatorname{ctg}\beta_1 + x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_2 + \\ + y_1 \operatorname{ctg}\beta_1 - x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + y_2 \operatorname{tg}\alpha_1 - y_3 \operatorname{tg}\alpha_1 &= \\ = x_3 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_2 - x_2 \operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + x_3 - x_2. \end{aligned} \quad (2.306)$$

Переносим неизвестные в левую часть, а известные в правую, получим

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\alpha_1 \{x_1 \operatorname{ctg}\beta_2 - x_1 \operatorname{ctg}\beta_1 - y_3 - x_3 \operatorname{ctg}\beta_2 + \operatorname{ctg}\beta_1 + y_2\} = \\ = y_3 \operatorname{ctg}\beta_2 + y_1 \operatorname{ctg}\beta_2 + y_2 \operatorname{ctg}\beta_1 - y_1 \operatorname{ctg}\beta_1 + x_3 - x_2. \end{aligned} \quad (2.307)$$

Сгруппировав относительно ctg , будем иметь

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\alpha_1 \{(x_1 - x_3) \operatorname{ctg}\beta_2 + (x_2 - x_1) \operatorname{ctg}\beta_1 - (y_3 - y_2)\} = \\ = (y_1 - y_3) \operatorname{ctg}\beta_2 + (y_2 - y_1) \operatorname{ctg}\beta_1 + x_3 - x_2; \end{aligned} \quad (2.308)$$

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{(y_1 - y_3) \operatorname{ctg}\beta_2 + (y_2 - y_1) \operatorname{ctg}\beta_1 + x_3 - x_2}{(x_1 - x_3) \operatorname{ctg}\beta_2 + (x_2 - x_1) \operatorname{ctg}\beta_1 - (y_3 - y_2)}. \quad (2.309)$$

Полученное уравнение (2.309) называется формулой Деламбера.

Зная начальный дирекционный угол α_1 и измеренные углы β_1 и β_2 , определяют дирекционные углы других направлений.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_2 &= \alpha_1 + \beta_1 \\ \alpha_3 &= \alpha_1 + \beta_2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.310)$$

По исходным координатам и известным дирекционным углам направлений дважды определяют координаты x и y из прямой засечки, вычисляемой по формулам Гаусса, вывод которых сводится к следующему.

Зная дирекционный угол и исходные координаты пунктов T_1 и T_2 (а их достаточно для решения однократной засечки (прямой), решая обратную задачу для направлений PT_1 и PT_2 , напишем

$$\left. \begin{aligned} y_0 - y_1 &= (x_0 - x_1) \operatorname{tg}\alpha_1 \\ y_0 - y_2 &= (x_0 - x_2) \operatorname{tg}\alpha_2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.311)$$

Система двух уравнений с двумя неизвестными. Для исключения y_0 вычтем из первого уравнения второе.

$$y_2 - y_1 = x_0 \operatorname{tg}\alpha_1 - x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 - x_0 \operatorname{tg}\alpha_2 + x_2 \operatorname{tg}\alpha_2 \quad (2.312)$$

или

$$y_2 - y_1 = x_0 (\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_2) - x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 + x_2 \operatorname{tg}\alpha_2. \quad (2.313)$$

Из уравнения (2.313) получим x_0 :

$$x_0 = \frac{y_2 - y_1 + x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 - x_2 \operatorname{tg}\alpha_2}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_2}. \quad (2.314)$$

Вычитая из обеих частей равенства x_1 , получим

$$x_0 - x_1 = \frac{y_2 - y_1 + x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 - x_2 \operatorname{tg}\alpha_2}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_2} - x_1. \quad (2.315)$$

Приведем к общему знаменателю правую часть равенства (2.315).

$$x_0 - x_1 = \frac{y_2 - y_1 + x_1 \operatorname{tg} \alpha_1 - x_2 \operatorname{tg} \alpha_2 - x_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + x_1 \operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2} \quad (2.316)$$

или

$$x_0 - x_1 = \frac{(x_1 - x_2) \operatorname{tg} \alpha_2 - (y_1 - y_2)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2}. \quad (2.317)$$

Аналогично найдем $(x_0 - x_2)$, т.е.

$$x_0 - x_2 = \frac{y_2 - y_1 + x_1 \operatorname{tg} \alpha_1 - x_2 \operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2} - x_2. \quad (2.318)$$

Приведя к общему знаменателю правую часть и приведя подобные члены, будем иметь

$$x_0 - x_2 = \frac{(x_1 - x_2) \operatorname{tg} \alpha_1 - (y_1 - y_2)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2}. \quad (2.319)$$

Таким образом, значения неизвестных x и y получают дважды по формулам

$$\left. \begin{aligned} x_0 - x_1 &= \frac{(x_1 - x_2) \operatorname{tg} \alpha_2 - (y_1 - y_2)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2} \\ x_0 - x_2 &= \frac{(x_1 - x_2) \operatorname{tg} \alpha_1 - (y_1 - y_2)}{\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_2} \\ y_0 - y_1 &= (x_0 - x_1) \operatorname{tg} \alpha_1 \\ y_0 - y_2 &= (x_0 - x_2) \operatorname{tg} \alpha_2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.320)$$

Формулы (2.320) называются формулами Гаусса.

Сходимость двух значений x и двух значений y служит признаком правильности произведенных вычислений.

Для заключительного контроля решения задачи необходимо вторично получить дирекционный угол α_2 по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{y_2 - y_0}{x_2 - x_0}. \quad (2.321)$$

Значение, полученное по формуле (2.321), является окончательным. Оно может отличаться от вычисленного по формуле

$$\alpha_2' = \alpha_1 + \beta_1$$

на 180° , т.к. числитель и знаменатель не определяют знаков $\sin \alpha_1$ и $\cos \alpha_1$.

В случае, если α_2 и α_2' отличаются на 180° , α_1 и α_3 должны быть изменены на 180° .

5.4.2. Оценка точности пункта, определенного обратной однократной засечкой

Как известно, для определения пункта P измеряют на этом пункте углы β_1 и β_2 , которые через дирекционные углы направлений можно представить в следующем виде:

$$\beta_1 = \alpha_2 - \alpha_1; \quad \beta_2 = \alpha_3 - \alpha_1. \quad (2.322)$$

После дифференцирования (2.322), получим

$$d\beta_1 = d\alpha_2 - d\alpha_1; \quad d\beta_2 = d\alpha_3 - d\alpha_1. \quad (2.323)$$

В равенствах (2.323) $d\alpha$ есть не что иное, как дифференциальная формула дирекционного угла

$$d\alpha = \frac{(a)}{S} dx + \frac{(b)}{S} dy, \quad (2.324)$$

где $\frac{(a)}{S} = -\frac{\rho \cdot \sin \alpha}{S}$ и $\frac{(b)}{S} = \frac{\rho \cos \alpha}{S}$.

Тогда формула (2.324) примет вид

$$d\alpha = -\frac{\rho \cdot \sin \alpha}{S} dx + \frac{\rho \cdot \cos \alpha}{S} dy. \quad (2.325)$$

Учитывая формулы (2.325), формулы (2.323) можно представить в следующем виде:

$$d\beta_1 = -\frac{\rho \cdot \sin \alpha_2}{S_2} dx + \frac{\rho \cdot \cos \alpha_2}{S_2} dy + \frac{\rho \cdot \sin \alpha_1}{S_1} dx - \frac{\rho \cdot \cos \alpha_1}{S_1} dy. \quad (2.326)$$

Сгруппировав по dx и dy (2.326), получим

$$d\beta_1 = \left(\frac{\rho \cdot \sin \alpha_1}{S_1} - \frac{\rho \cdot \sin \alpha_2}{S_2} \right) dx - \left(\frac{\rho \cdot \cos \alpha_1}{S_1} - \frac{\rho \cdot \cos \alpha_2}{S_2} \right) dy. \quad (2.327)$$

По аналогии

$$d\beta_2 = \left(\frac{\rho \cdot \sin \alpha_1}{S_1} - \frac{\rho \cdot \sin \alpha_3}{S_3} \right) dx - \left(\frac{\rho \cdot \cos \alpha_1}{S_1} - \frac{\rho \cdot \cos \alpha_3}{S_3} \right) dy. \quad (2.328)$$

Обозначим $\frac{\rho}{S_i} = r_i$, тогда (2.327) и (2.328) запишем так:

$$\left. \begin{aligned} d\beta_1 &= (r_1 \sin \alpha_1 - r_2 \sin \alpha_2) dx - (r_1 \cos \alpha_1 - r_2 \cos \alpha_2) dy \\ d\beta_2 &= (r_1 \sin \alpha_1 - r_3 \sin \alpha_3) dx - (r_1 \cos \alpha_1 - r_3 \cos \alpha_3) dy \end{aligned} \right\}. \quad (2.329)$$

Для сокращения записи введем обозначения

$$\left. \begin{aligned} r_1 \sin \alpha_1 - r_2 \sin \alpha_2 &= A_1 \\ -(r_1 \cos \alpha_1 - r_2 \cos \alpha_2) &= B_1 \\ r_1 \sin \alpha_1 - r_3 \sin \alpha_3 &= A_2 \\ -(r_1 \cos \alpha_1 - r_3 \cos \alpha_3) &= B_2 \end{aligned} \right\}. \quad (2.330)$$

С учетом обозначений (2.330) выражению (2.329) можно придать вид

$$\left. \begin{aligned} d\beta_1 &= A_1 dx + B_1 dy \\ d\beta_2 &= A_2 dx + B_2 dy \end{aligned} \right\}. \quad (2.331)$$

Решим уравнения (2.331) относительно dx и dy . Из второго уравнения (2.331) выразим dx

$$dx = \frac{d\beta_2 - B_2 dy}{A_2} \quad (2.332)$$

и подставим в первое:

$$d\beta_1 = \frac{A_1 d\beta_2 - A_1 B_2 dy}{A_2} + B_1 dy \quad (2.333)$$

или

$$A_2 d\beta_1 = A_1 d\beta_2 - A_1 B_2 dy + A_2 B_1 dy, \quad (2.334)$$

или

$$dy(A_1 B_2 - A_2 B_1) = A_1 d\beta_2 - A_2 d\beta_1, \quad (2.335)$$

отсюда

$$dy = \frac{A_1 d\beta_2 - A_2 d\beta_1}{A_1 B_2 - A_2 B_1}. \quad (2.336)$$

Обозначив знаменатель через N , запишем

$$dy = \frac{1}{N} (A_1 d\beta_2 - A_2 d\beta_1). \quad (2.337)$$

Из второго уравнения (2.331) выразим dy

$$dy = \frac{d\beta_2 - A_2 dx}{B_2} \quad (2.338)$$

и подставим в первое:

$$d\beta_1 = A_1 dx + \frac{B_1 d\beta_2 - A_2 B_1 dx}{B_2}; \quad (2.339)$$

$$B_2 d\beta_1 = A_1 B_2 dx + B_1 d\beta_2 - A_2 B_1 dx; \quad (2.340)$$

$$dx(A_1B_2 - A_2B_1) = B_2d\beta_1 - B_1d\beta_2; \quad (2.341)$$

$$dx = \frac{B_2d\beta_1 - B_1d\beta_2}{A_1B_2 - A_2B_1} = \frac{1}{N}(B_2d\beta_1 - B_1d\beta_2). \quad (2.342)$$

Дифференциалы dy и dx заменим случайными ошибками и от них перейдем к средним квадратическим ошибкам, т.е.

$$\left. \begin{aligned} m_y^2 &= \frac{1}{N^2} (A_2^2 m_{\beta_1}^2 + A_1^2 m_{\beta_2}^2) \\ m_x^2 &= \frac{1}{N^2} (B_2^2 m_{\beta_1}^2 + B_1^2 m_{\beta_2}^2) \end{aligned} \right\} \quad (2.343)$$

Учитывая равноточность угловых измерений, т.е. $m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = m_{\beta}$, в окончательном виде (2.343) будет

$$\left. \begin{aligned} m_y^2 &= \frac{m_{\beta}^2}{N^2} (A_1^2 + A_2^2) \\ m_x^2 &= \frac{m_{\beta}^2}{N^2} (B_1^2 + B_2^2) \end{aligned} \right\} \quad (2.344)$$

Средняя квадратическая ошибка определяемого пункта будет

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}. \quad (2.345)$$

Графическое решение этой задачи сводится к следующему. На направлениях PT_1 , PT_2 и PT_3 откладывают градиенты r_1 , r_2 , r_3 (рис. 2.49).

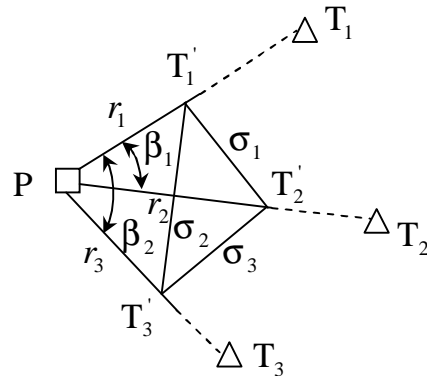


Рис. 2.49. Графическое определение точности обратной засечки

Полученные точки T_1' , T_2' , T_3' соединяют между собой, получают обращенный (инвертный, инверсионный) треугольник со сторонами σ_1 , σ_2 , σ_3 , а его двойная площадь будет

$$2F = N. \quad (2.346)$$

С учетом этого

$$M^2 = \frac{1}{4F^2} (\sigma_2^2 + \sigma_3^2) m_\beta^2. \quad (2.347)$$

Следовательно, точность определения точки, полученной обратной однократной засечкой, зависит от площади обращенного треугольника, а также от величины двух сторон σ_2 и σ_3 .

Формула (2.347) получена в предположении, что углы β_1 и β_2 при определяемой точке измерялись каждый отдельно.

Если при определяемой точке измерены углы способом круговых приемов, то формула (2.347) примет вид

$$M^2 = \frac{m_n^2}{4F^2} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2). \quad (2.348)$$

Здесь m_n – средняя квадратическая ошибка направления, которая равна

$$m_n = \frac{m_\beta}{\sqrt{2}}. \quad (2.349)$$

Практикой установлен и теорией доказан интересный случай, когда определяемая точка и исходные пункты лежат на одной окружности. Рассмотрим этот случай.

Проведем через точку P диаметр $PQ = D$ и опустим из точки T_1' перпендикуляр xu на этот диаметр (рис. 2.50).

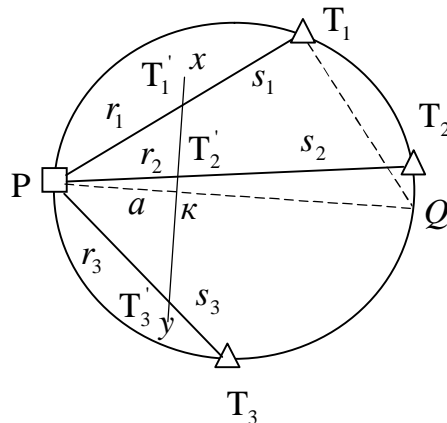


Рис. 2.50. Опасный круг

Тогда из двух подобных треугольников $PT_1'K$ и PT_1Q можно записать

$$\frac{a}{r_1} = \frac{s_1}{D}. \quad (2.350)$$

Здесь r_1 является градиентом, определяемым по формуле

$$r_1 = \frac{\rho}{S_1}. \quad (2.351)$$

С учетом этого запишем

$$a = \frac{\rho}{D} = \text{const}. \quad (2.352)$$

Следовательно, отрезок a есть величина постоянная для всех хорд, выходящих из точки P , а в этом случае все точки лежат на прямой $ху$, поэтому площадь обращенного треугольника будет равна нулю. Тогда формулы (2.347), (2.348) будут неопределенными ($M = \infty$).

Таким образом, если определяемая точка P лежит на окружности, проходящей через известные точки T_1, T_2, T_3 , то определить ее положение через измеренные углы β_1 и β_2 нельзя. Поэтому окружность, проходящая через исходные точки при решении обратной засечки, называется опасным кругом.

Анализ формул (2.347) и (2.348) приводит к выводу, что задача о четвертой точке решается с наибольшей точностью в том случае, если:

- а) определяемая точка лежит внутри треугольника, образованного исходными пунктами;
- б) определяемая точка лежит вне треугольника, образованного исходными пунктами, но против вершин между продолжением двух сторон.

Сомнительные результаты получаются тогда, когда определяемая точка находится вблизи окружности, проходящей через три исходных пункта.

При практическом варианте оценки точности положения определяемого пункта по трем данным поступают следующим образом.

На листе бумаги наносят все исходные пункты и определяемую точку по координатам в масштабе, обеспечивающем практическое определение расстояний от искомой точки до исходных пунктов с необходимой точностью, и прочерчивают направления.

По полученным с чертежа расстояниям S_1, S_2, S_3 вычисляют величины градиентов r_1, r_2, r_3 . Градиенты в удобном масштабе откладывают от точки P по направлениям PT_1, PT_2, PT_3 . Соединив полученные таким образом точки, будем иметь обращенный треугольник $T_1'T_2'T_3'$. Измеряют его стороны $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ и высоты h_1, h_2, h_3 . Вычисляют площадь F обращенного треугольника по одной из формул

$$F = \frac{1}{2}\sigma_1 h_1 = \frac{1}{2}\sigma_2 h_2 = \frac{1}{2}\sigma_3 h_3, \quad (2.353)$$

после чего находят среднюю квадратическую ошибку M положения точки P .

С учетом сказанного формула (2.347) может быть преобразована к виду

$$M = m_{\beta} \sqrt{\frac{1}{h_2^2} + \frac{1}{h_3^2}}. \quad (2.354)$$

5.4.3. Обратная многократная засечка (уравнивание по измеренным углам)

Будем считать, что при определении точки P измерено n углов при визировании на $n + 1$ пункт (рис. 2.51).

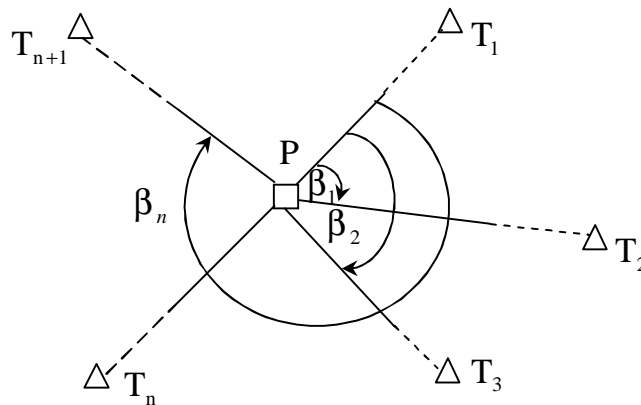


Рис. 2.51. Обратная многократная засечка

Наличие избыточных измерений приводит к уравнивательным вычислениям по способу наименьших квадратов параметрическим методом.

Согласно этому методу необходимые неизвестные, или параметры (координаты пункта P), представляют формулами

$$\left. \begin{aligned} x &= x_0 + \delta_x \\ y &= y_0 + \delta_y \end{aligned} \right\}, \quad (2.355)$$

где x_0 и y_0 – приближенные значения определяемого пункта; δ_x и δ_y – поправки к приближенным значениям координат; x и y – уравненные, окончательные значения координат определяемого пункта.

Для определения приближенных координат x_0 и y_0 используют необходимое число измерений (обратная однократная засечка).

После этого приступают к уравнительным вычислениям, т.е. к определению поправок δ_x и δ_y .

Первым этапом уравнивания является составление параметрических уравнений поправок, в которых необходимо представить измеренные величины как функции выбранных неизвестных.

Для этого воспользуемся рис. 2.52. На этом рисунке: P_0 – приближенное положение определяемой точки с координатами x_0 и y_0 ; P – окончательное (уравненное) положение определяемой точки с координатами x и y ; $\alpha_{0,i}$ и $\alpha_{0,i+1}$ – приближенные дирекционные углы направлений P_0T_i и P_0T_{i+1} ; α_i и α_{i+1} – окончательные дирекционные углы направлений PT_i и PT_{i+1} ; $\beta_{0,i} = \beta'_i$ – приближенное значение измеренного угла; β_i – окончательное (уравненное) значение того же угла.

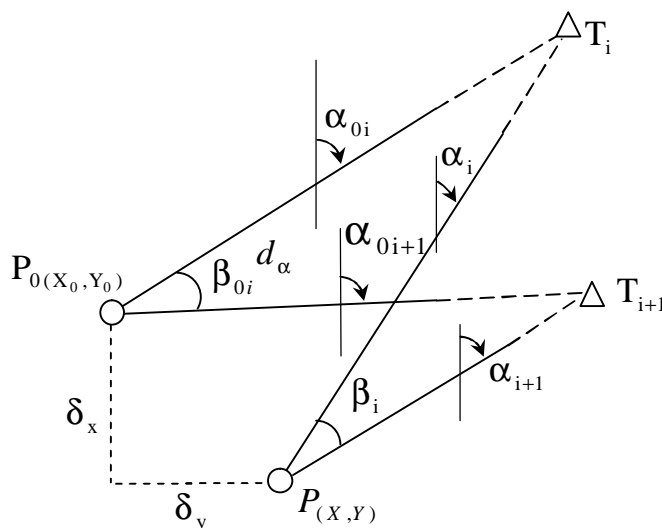


Рис. 2.52. Поправки уравнивания обратной многократной засечки

Уравненное значение угла β_i можно представить как измеренное значение плюс поправка v_i , полученная из уравнивания

$$\beta_i = \beta'_i + v_i. \quad (2.356)$$

Уравнений вида (2.356) будет столько, сколько было измерено углов при точке P .

Поправки в измеренные углы β'_i из уравнивания (2.356) будут

$$v_i = \beta_i - \beta'_i. \quad (2.357)$$

Окончательное значение угла β_i можно выразить и по-другому, через приближенное значение $\beta_{0,i}$ и поправку к нему δ_{β_i}

$$\beta_i = \beta_{0i} + \delta_{\beta_i}. \quad (2.358)$$

Если это выражение подставить в (2.357), то получим

$$v_i = \beta_{0i} + \delta_{\beta_i} - \beta_i'. \quad (2.359)$$

Разность между приближенным значением углов $\beta_{0,i}$ и измеренным значением β_i' есть свободный член (невязка), который обозначим l_i .

$$\beta_{0i} - \beta_i' = l_i. \quad (2.360)$$

С учетом (2.360) выражение (2.359) будет

$$v_i = l_i + \delta_{\beta_i}. \quad (2.361)$$

В уравнении (2.361) искомую поправку δ_{β_i} выразим через поправки δ_x и δ_y . Для этого сначала выразим углы β_i и β_{0i} через дирекционные углы α .

$$\left. \begin{aligned} \beta_i &= \alpha_{i+1} - \alpha_i \\ \beta_{0i} &= \alpha_{0i+1} - \alpha_{0i} \end{aligned} \right\}. \quad (2.362)$$

Учитывая это, получим

$$\delta_{\beta_i} = \delta_{\alpha_{i+1}} - \delta_{\alpha_i}. \quad (2.363)$$

Тогда уравнение (2.361) будет

$$v_i = l_i + \delta_{\alpha_{i+1}} - \delta_{\alpha_i}. \quad (2.364)$$

Применим для нахождения δ_{α} дифференциальную формулу дирекционного угла, которую запишем в таком виде:

$$d\alpha = a dx + b dy, \quad (2.365)$$

где

$$a = -\frac{(a)}{S}; \quad b = -\frac{(b)}{S}. \quad (2.366)$$

Тогда уравнение (2.364) можно записать

$$v_i = l_i + (a_{i+1}dx + b_{i+1}dy) - (a_i dx + b_i dy) \quad (2.367)$$

или

$$v_i = a_{i+1}dx + b_{i+1}dy - a_i dx - b_i dy + l_i, \quad (2.368)$$

или

$$v_i = (a_{i+1} - a_i)dx + (b_{i+1} - b_i)dy + l_i. \quad (2.369)$$

Введя обозначения

$$\left. \begin{aligned} a_{i+1} - a_i &= A_i \\ b_{i+1} - b_i &= B_i \end{aligned} \right\}, \quad (2.370)$$

формулу (2.369) представим как

$$A_i \delta_x + B_i \delta_y + l_i = v_i. \quad (2.371)$$

Выражение (2.371) – параметрическое уравнение поправок.

Предполагая измеренные углы при определяемой точке равноточными, поставим условие

$$[vv] = \min. \quad (2.372)$$

Решая уравнения (2.371) под условием (2.372), придем, согласно теории параметрического способа уравнивания, к двум нормальным уравнениям

$$\left. \begin{aligned} [AA]\delta_x + [AB]\delta_y + [Al] &= 0 \\ [AB]\delta_x + [BB]\delta_y + [Bl] &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.373)$$

Решив эти уравнения, найдем

$$\left. \begin{aligned} \delta_x &= \frac{[AB][Bl] - [Al][BB]}{[AA][BB] - [AB][AB]} = \frac{D_x}{D} \\ \delta_y &= \frac{[AB][Al] - [AA][Bl]}{[AA][BB] - [AB][AB]} = \frac{D_y}{D} \end{aligned} \right\}. \quad (2.374)$$

Уравненные значения координат определяемой точки P получим по формулам

$$\left. \begin{aligned} x &= x_0 + \delta_x \\ y &= y_0 + \delta_y \end{aligned} \right\}, \quad (2.375)$$

а уравненные значения углов – по формулам

$$\beta_i = \beta'_i - v_i, \quad (2.376)$$

при этом поправки v_i определим из уравнения (2.371)

$$A_i \delta_x + B_i \delta_y + l_i = v_i.$$

Для заключительного контроля уравнивания найдем уравненные значения углов β_i

$$\beta_i = \alpha_{i+1} - \alpha_i. \quad (2.377)$$

Дирекционные углы для контроля получим из решения обратной задачи.

Расхождения в дважды полученных величинах β_i должны находиться в пределах точности вычислений.

Для оценки точности измеренных углов и полученных координат примем формулы оценки точности прямой засечки:

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{[vv]}{n-k}}, \quad (2.378)$$

где n – число всех измерений; k – число необходимых измерений.

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}; \quad (2.379)$$

$$m_x = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{P_x}}; \quad m_y = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{P_y}}; \quad (2.380)$$

$$P_x = \frac{D}{[BB]}; \quad P_y = \frac{D}{[AA]}. \quad (2.381)$$

УЭ-6. Уравнительные вычисления в полигонометрии

6.1. Постановка задачи

Как уже было установлено, задача уравнивания возникает в случае, если имеются избыточные измерения.

Установим, сколько избыточных измерений будет в полигонометрическом ходе, опирающемся на исходные пункты T_H и T_K и исходные направления α_H и α_K (рис. 2.53).

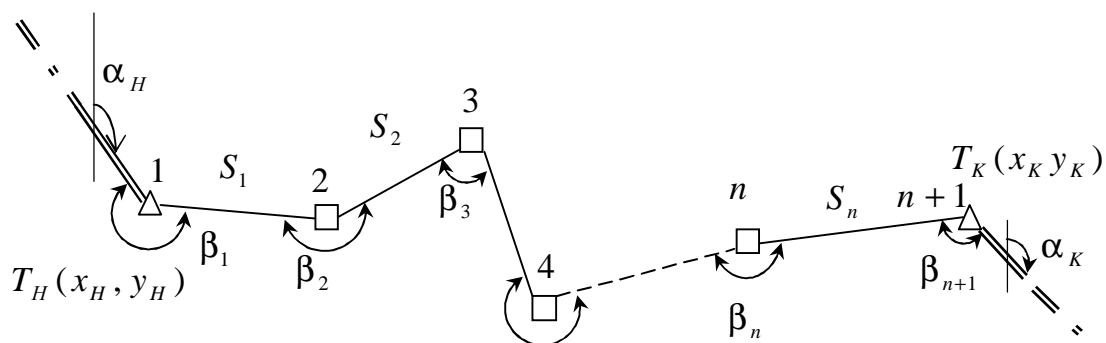


Рис. 2.53. Схема полигонометрического хода

Число избыточных измерений может быть подсчитано по формуле

$$r = n' - k, \quad (2.382)$$

где n' – число всех измерений; k – число необходимых измерений (число неизвестных).

При проложении полигонометрического хода измеряют $n + 1$ угол и n сторон, т.е. производят всего измерений

$$n' = 2n + 1. \quad (2.383)$$

Неизвестными, подлежащими определению в полигонометрическом ходе, являются координаты его вершин. Всего пунктов в ходе $n + 1$, но координаты T_H и T_K известны, следовательно, надо определить координаты $n + 1 - 2 = n - 1$ пунктов. Для каждого пункта необходимо найти два неизвестных: x и y . Тогда общее число неизвестных будет равно

$$k = 2(n - 1). \quad (2.384)$$

С учетом (2.383) и (2.384) формула (2.382) будет

$$r = 2n + 1 - 2n + 2 = 3, \quad (2.385)$$

т.е. три избыточные измерения. Это измерение углов β_n , β_{n+1} и линии S_n .

Способы уравнивания полигонометрических ходов разделяют на:

а) строгие, когда уравнивание производится под условием

$$[pv^2] = \min \text{ (или } [v^2] = \min \text{)}; \quad (2.386)$$

б) нестрогие, отдельные – когда уравниваются углы, а потом приращения координат.

При строгом уравнивании различают два способа: коррелятный и параметрический.

При уравнивании вручную наиболее выгоден тот способ, при котором приходится решать меньшее число нормальных уравнений.

Из теории метода наименьших квадратов (МНК) известно, что при уравнивании параметрическим способом число нормальных уравнений равно числу неизвестных, т.е. $2(n - 1)$, где n – число сторон. Таким образом, чем больше число сторон хода, тем больше нормальных уравнений.

При уравнивании коррелятным способом число нормальных уравнений определяется числом условий, а число условий – числом избыточных измерений.

С учетом (2.385) в полигонометрических ходах, опирающихся на исходные линии, число избыточных измерений всегда будет равно трем, независимо от того, сколько пунктов в ходе. Таким образом, целесообразно, казалось бы, применять коррелятный способ уравнивания. Однако объем вычислительных работ и при этом способе остается значительным. Поэтому используются всевозможные упрощения, вытекающие как из самого способа (раздельный способ и т.д.), так и из особенностей данного хода

(вытянутый ход, примерное равенство линий и т.д.). Поэтому в каждом конкретном случае целесообразно использовать тот метод, который наиболее экономичен и целесообразен.

6.2. Уравнивание полигонометрических ходов коррелятным способом

Как установлено, в полигонометрическом ходе любой длины и числа сторон возникает три избыточных измерения, которые приводят к трем условиям и трем условным уравнениям.

Первое условие возникает из связи углов поворота с исходным α_H и конечным α_K дирекционными углами

$$\alpha_H + \sum_1^{n+1} \beta_{yp} - (n+1)180^\circ - \alpha_K = 0. \quad (2.387)$$

Чтобы перейти от условия дирекционных углов к условному уравнению поправок, выразим уравненное значение угла β_{yp} через измеренное β_i и поправку v_i , т.е.

$$\beta_{yp} = \beta_i + v_i. \quad (2.388)$$

Подставим выражение (2.388) в (2.387) и, расписав почленно, будем иметь

$$\alpha_H + \sum_1^{n+1} (\beta_i + v_i) - (n+1)180^\circ - \alpha_K = 0 \quad (2.389)$$

или

$$\alpha_H + \sum_1^{n+1} \beta_i + \sum_1^{n+1} v_i - (n+1)180^\circ - \alpha_K = 0. \quad (2.390)$$

Однако выражение угловой невязки

$$\alpha_H - \alpha_K + \sum_1^{n+1} \beta_i - (n+1)180^\circ = f_\beta, \quad (2.391)$$

тогда выражение (2.390) будет

$$\sum_1^{n+1} v_i + f_\beta = 0 \quad (2.392)$$

или

$$[v] + f_\beta = 0. \quad (2.393)$$

Уравнение (2.393) называют условным уравнением поправок дирекционных углов.

Второе и третье условия вытекают из связи приращений координат с исходными начальными x_H, y_H и конечными x_K, y_K координатами.

$$\left. \begin{aligned} x_H + \sum_1^n \Delta x_{yp} - x_K &= 0 \\ y_H + \sum_1^n \Delta y_{yp} - y_K &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.394)$$

Для перехода от условий (2.394) к условным уравнениям поправок выразим Δx_{yp} и Δy_{yp} через вычисленные Δx и Δy и поправки к ним $v_{\Delta x}$ и $v_{\Delta y}$:

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_{ypi} &= \Delta x_i + v_{\Delta xi} \\ \Delta y_{ypi} &= \Delta y_i + v_{\Delta yi} \end{aligned} \right\}. \quad (2.395)$$

Перепишем уравнение (2.394) с учетом выражения (2.395)

$$\left. \begin{aligned} x_H + \sum_1^n (\Delta x + v_{\Delta x}) - x_K &= 0 \\ y_H + \sum_1^n (\Delta y + v_{\Delta y}) - y_K &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.396)$$

Расписав суммы в выражении (2.396) почленно, получим

$$\left. \begin{aligned} x_H + \sum_1^n \Delta x + \sum_1^n v_{\Delta x} - x_K &= 0 \\ y_H + \sum_1^n \Delta y + \sum_1^n v_{\Delta y} - y_K &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.397)$$

В равенстве (2.297) невязки по осям координат будут

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n \Delta x + (x_H - x_K) &= f'_x \\ \sum_1^n \Delta y + (y_H - y_K) &= f'_y \end{aligned} \right\}. \quad (2.398)$$

С учетом (2.398) выражение (2.397) будет

$$\left. \begin{aligned} [v_{\Delta x}] + f'_x &= 0 \\ [v_{\Delta y}] + f'_y &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.399)$$

Уравнения (2.399) – условные уравнения поправок координат.

От условных уравнений (2.393) и (2.399) следовало бы по теории коррелятного способа переходить к нормальным уравнениям коррелят. Но

этого делать нельзя потому, что мы должны уравнивать под условием \min суммы квадратов поправок к неизвестным величинам, т.е.

$$\left[p v^2 \right] = \min . \quad (2.400)$$

В этом условии под v подразумеваются поправки всех измеренных величин, входящих в условные уравнения. Поэтому для полигонометрического хода необходимо разделить поправки на линейные и угловые, т.е. условие (2.400) надо представить в виде

$$\left[p_{\beta} v_{\beta}^2 \right] + \left[p_{S} v_{S}^2 \right] = \min , \quad (2.401)$$

где p_{β} и p_{S} – веса измеренных углов и линий; v_{β} и v_{S} – поправки в измеренные углы и линии.

Поправки $v_{\Delta x}$ и $v_{\Delta y}$ – поправки к величинам зависимым, т.к. они относятся к величинам Δx и Δy , полученным по измеренным длинам линий и углам. Поэтому условные уравнения поправок (2.399) необходимо преобразовать так, чтобы вместо поправок $v_{\Delta x}$ и $v_{\Delta y}$ в них фигурировали поправки v_{β} и v_{S} .

Для этого дифференцируем формулы для приращений координат по переменным Δx_i , Δy_i , S_i , α_i .

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_i &= S_i \cos \alpha_i \\ \Delta y_i &= S_i \sin \alpha_i \end{aligned} \right\}, \quad (2.402)$$

получим

$$\left. \begin{aligned} d\Delta x_i &= \cos \alpha_i dS_i - S_i \sin \alpha_i \frac{d\alpha_i}{\rho} \\ d\Delta y_i &= \sin \alpha_i dS_i + S_i \cos \alpha_i \frac{d\alpha_i}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (2.403)$$

Заменим в формулах (2.403) дифференциалы на поправки, т.е.

$$\left. \begin{aligned} v_{\Delta x_i} &= \cos \alpha_i v_{S_i} - S_i \sin \alpha_i \frac{v_{\alpha_i}}{\rho} \\ v_{\Delta y_i} &= \sin \alpha_i v_{S_i} + S_i \cos \alpha_i \frac{v_{\alpha_i}}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (2.404)$$

Учитывая формулы (2.402), формулы (2.404) будут

$$\left. \begin{aligned} v_{\Delta x_i} &= \cos \alpha_i v_{S_i} - \Delta y_i \frac{v_{\alpha_i}}{\rho} \\ v_{\Delta y_i} &= \sin \alpha_i v_{S_i} + \Delta x_i \frac{v_{\alpha_i}}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (2.405)$$

Формулы (2.405) называются дифференциальными формулами поправок в приращения координат.

Суммируя $v_{\Delta x}$ и $v_{\Delta y}$ для всех линий хода и подставляя в условные уравнения поправок (2.399), получим

$$\left. \begin{aligned} & \left[\cos \alpha_i v_{S_i} \right] - \frac{1}{\rho} \left[\Delta y_i v_{\alpha_i} \right] + f'_x = 0 \\ & \left[\sin \alpha_i v_{S_i} \right] + \frac{1}{\rho} \left[\Delta x_i v_{\alpha_i} \right] + f'_y = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.406)$$

В настоящее время в полигонометрии, как правило, измеряются углы поворота хода и линии. Дирекционный угол линии – функция измеренных предыдущих углов. Поэтому в условных уравнениях (2.406) вместо поправок в дирекционные углы должны быть поправки в измеренные углы. Дирекционные углы с измеренными (левыми) связаны следующей формулой:

$$\alpha_i = \alpha_H + \sum_1^i \beta - 180^\circ \cdot i. \quad (2.407)$$

Дифференцируя формулу (2.407) по α_i и β_i , заменяя дифференциалы поправками, получим

$$v_{\alpha_i} = \sum_1^i v_{\beta}. \quad (2.408)$$

С учетом (2.408) условные уравнения (2.406) будут

$$\left. \begin{aligned} & \left[\cos \alpha v_S \right] - \frac{1}{\rho} \left\{ \Delta y_1 v_{\beta_1} + \Delta y_2 (v_{\beta_1} + v_{\beta_2}) + \mathbf{K} + \Delta y_n (v_{\beta_1} + v_{\beta_2} + \mathbf{K} + v_{\beta_n}) \right\} + f'_x = 0 \\ & \left[\sin \alpha v_S \right] - \frac{1}{\rho} \left\{ \Delta x_1 v_{\beta_1} + \Delta x_2 (v_{\beta_1} + v_{\beta_2}) + \mathbf{K} + \Delta x_n (v_{\beta_1} + v_{\beta_2} + \mathbf{K} + v_{\beta_n}) \right\} + f'_y = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.409)$$

Учитывая, что углы хода измерены равноточно, уравнение (2.409) можно записать в виде

$$\left. \begin{aligned} & \left[\cos \alpha v_S \right] - \frac{1}{\rho} \left[(y_{n+1} - y_i) v_{\beta_i} \right] + f'_x = 0 \\ & \left[\sin \alpha v_S \right] + \frac{1}{\rho} \left[(x_{n+1} - x_i) v_{\beta_i} \right] + f'_y = 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.410)$$

Уравнения (2.410) называются условными уравнениями поправок абсцисс и ординат.

Присоединив к условным уравнениям поправок абсцисс и ординат условное уравнение поправок дирекционных углов (2.393)

$$[v] + f_{\beta} = 0,$$

будем иметь систему уравнений поправок из трех уравнений

$$\left. \begin{aligned} [av] + W_1 &= 0 \\ [bv] + W_2 &= 0 \\ [cv] + W_3 &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.411)$$

В соответствии с условием \min должны иметь место три нормальных уравнения

$$\left. \begin{aligned} \left[\frac{aa}{p} \right] k_1 + \left[\frac{ab}{p} \right] k_2 + \left[\frac{ac}{p} \right] k_3 + W_1 &= 0 \\ \left[\frac{ab}{p} \right] k_1 + \left[\frac{bb}{p} \right] k_2 + \left[\frac{bc}{p} \right] k_3 + W_2 &= 0 \\ \left[\frac{ac}{p} \right] k_1 + \left[\frac{bc}{p} \right] k_2 + \left[\frac{cc}{p} \right] k_3 + W_3 &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.412)$$

Обозначив $\frac{1}{p} = q$ в выражении (2.412) и заменив W_i на невязки, получим

$$\left. \begin{aligned} [aaq]k_1 + [abq]k_2 + [acq]k_3 + f_{\beta} &= 0 \\ [abq]k_1 + [bbq]k_2 + [bcq]k_3 + f'_x &= 0 \\ [acq]k_1 + [bcq]k_2 + [ccq]k_3 + f'_y &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.413)$$

Решив нормальные уравнения, получим соответствующие значения коррелат. Коррелатные уравнения поправок будут

$$v_{\beta_i} = q_{\beta_i} \left\{ k_1 - \frac{1}{\rho} (y_{n+1} - y_i) k_2 + \frac{1}{\rho} (x_{n+1} - x_i) k_3 \right\}; \quad (2.414)$$

$$v_{S_i} = q_{S_i} \{ \cos \alpha_i k_2 + \sin \alpha_i k_3 \}; \quad (2.415)$$

$$v_{\alpha_i} = \sum_1^i v_{\beta}. \quad (2.416)$$

Заключительный контроль:

$$\left. \begin{aligned} [\Delta x_{yp}] &= x_K - x_H \\ [\Delta y_{yp}] &= y_K - y_H \end{aligned} \right\}. \quad (2.417)$$

Уравненные координаты получают по уравненным приращениям координат.

6.3. Уравнивание полигонометрического хода вытянутой формы

Особенностью вытянутого хода, с точки зрения уравнивания, является возможность разделить действия ошибок угловых измерений, создающих азимутальную или поперечную невязку, и ошибок линейных измерений, создающих продольную невязку. В вытянутом ходе все пункты лежат на замыкающей хода, направления линий совпадают с направлением замыкающей хода и центр тяжести находится также на замыкающей хода.

Поскольку результаты уравнивания не зависят от положения и направления координатных осей, перенесем начало координат в центр тяжести хода, а оси координат повернем так, чтобы ось абсцисс совместилась с направлением хода. Обозначим эти оси ξ' (зета) и η' (эта) (рис. 2.54). В этом случае будем иметь

$$\eta' = 0; \alpha_i = 0; \cos \alpha_i = 1; \sin \alpha_i = 0. \quad (2.418)$$

Невязки хода f_x и f_y превратятся в продольную t и поперечную u невязки.

Применим к такому ходу двухгрупповое уравнивание, т.е. предварительно исправим углы хода первичными поправками v_{β}' .

Тогда условные уравнения поправок будут

$$\left. \begin{aligned} [v_{\beta}''] &= 0 \\ [v_S] + t &= 0 \\ -\frac{1}{\rho} [\xi' v_{\beta}''] + u &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.419)$$

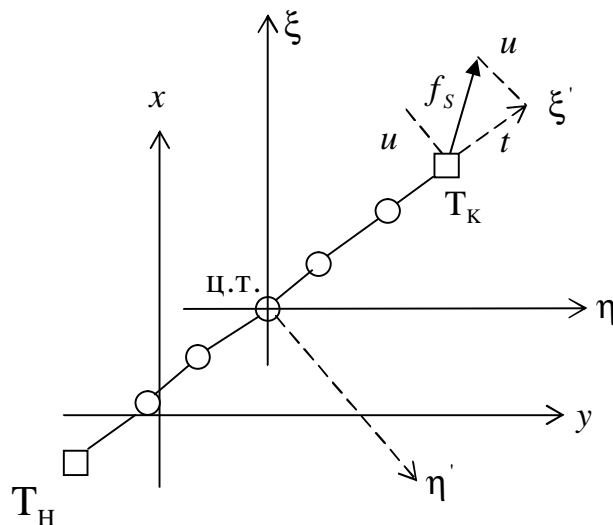


Рис. 2.54. Уравнивание вытянутого хода

Формулы (2.419) представляют уравнения поправок трех групп: угловые и отдельно поправки по осям координат.

Коэффициенты нормальных уравнений коррелат, составленные по формулам (2.419), будут следующие:

$$\left. \begin{aligned} [qaa] &= q_{\beta}(n+1) \\ [qbb] &= A = [q_S] \\ [qbc] &= C = 0 \\ [qcc] &= B = \frac{q_{\beta}}{\rho^2} [\xi'^2] \end{aligned} \right\}. \quad (2.420)$$

Нормальные уравнения коррелат будут иметь следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} q_{\beta}(n+1)k_1 &= 0 \\ Ak_2 + t &= 0 \\ Bk_3 + u &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (2.421)$$

Сопоставляя (2.421) и (2.420), видим, что три уравнения не имеют общих квадратичных коэффициентов и могут решаться каждое в отдельности. Из уравнений (2.421) с учетом (2.420) будем иметь

$$\left. \begin{aligned} k_1 &= 0 \\ k_2 &= -\frac{t}{A} = -\frac{t}{[q_S]} \\ k_3 &= -\frac{u}{B} = -\frac{u\rho^2}{q_{\beta}[\xi'^2]} \end{aligned} \right\}. \quad (2.422)$$

Поправки v_{β}'' и v_S , вычисленные через коррелаты k_1 и k_3 , представятся в виде

$$\left. \begin{aligned} v_{\beta}'' &= -q_{\beta}\xi'_i k_3 = \frac{\rho u}{[\xi'^2]} \xi'_i \\ v_S &= -\frac{t}{[q_S]} q_{S_i} \end{aligned} \right\}. \quad (2.423)$$

Из приведенных формул следует, что уравнивание вытянутого хода значительно упрощается, т.к. отпадает необходимость в составлении и решении нормальных уравнений коррелат. Можно непосредственно по формулам (2.423) находить поправки в измеренные углы и линии.

Продольные и поперечные невязки вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} t &= \frac{f_x[\Delta x] + f_y \Delta y}{L} \\ u &= \frac{f_y[\Delta x] - f_x \Delta y}{L} \end{aligned} \right\}. \quad (2.424)$$

В формулах (2.424) невязки f_x и f_y в приращениях координат Δx и Δy получают после предварительного исправления измеренных углов первичными поправками v_{β} .

Для нахождения значения центральных абсцисс ξ' принимают за начало координат начальный пункт T_H , т.е.

$$\left. \begin{aligned} \xi'_1 &= x_1 - x_1 = 0 \\ \xi'_2 &= x_2 - x_1 \\ \xi'_3 &= x_3 - x_1 \\ \mathbf{KKKKK} \\ \xi'_i &= x_i - x_1 \end{aligned} \right\}. \quad (2.425)$$

В случае, когда полигонометрический ход имеет линии равной длины, первую формулу выражения (2.423) можно преобразовать к виду

$$v_{\beta}'' = -\frac{u}{L} \rho \frac{6(2i - n - 2)}{(n+1)(n+2)}, \quad (2.426)$$

а для дирекционных углов

$$v_{\alpha}'' = -\frac{u}{L} \rho \frac{6i(n-i+1)}{(n+1)(n+2)}. \quad (2.427)$$

Формулы (2.426) и (2.427) показывают, что в ходах вытянутой формы с примерно равными сторонами, при прочих равных условиях, поправки v_{β_i} и v_{α_i} зависят от числа линий n и номера i -й точки или линии хода.

Практическое решение задачи уравнивания вытянутого полигонометрического хода сводится к следующему:

1. Предварительно уравнивают углы и вычисляют приращения координат и невязки по осям.
2. Находят продольную и поперечную невязки

$$t = \frac{f_x[\Delta x] + f_y \Delta y}{L}. \quad (2.428)$$

$$u = \frac{f_y[\Delta x] - f_x \Delta y}{L}. \quad (2.429)$$

3. Вычисляют коэффициенты q и $\Delta\theta$ (доля невязки на единицу длины замыкающей)

$$q = -\frac{t}{L}; \quad (2.430)$$

$$\Delta\theta = -\frac{u}{L}. \quad (2.431)$$

4. Вычисляют поправки v_S , v_β , v_α .

$$v_{S_i} = qS_i; \quad (2.432)$$

$$v_{\beta_i} = \Delta\theta \rho b_i = \Delta\theta b_i''; \quad (2.433)$$

$$v_{\alpha_i} = \Delta\theta \rho a_i = \Delta\theta a_i''. \quad (2.434)$$

Величины $\rho b_i = b_i''$ и $\rho a_i = a_i''$ выбираются из таблиц проф. Чеботарева или вычисляют по формулам

$$b_i = \frac{6(2i - n - 2)}{(n + 1)(n + 2)}; \quad (2.435)$$

$$a_i = \frac{6i(n - i + 1)}{(n + 1)(n + 2)}. \quad (2.436)$$

5. Поправки в приращения координат вычисляют по формулам

$$v_{\Delta x_i} = q\Delta x_i - \Delta\theta a_i \Delta y_i; \quad (2.437)$$

$$v_{\Delta y_i} = q\Delta y_i + \Delta\theta a_i \Delta x_i. \quad (2.438)$$

6. Контроль:

$$[v_{\Delta x}] = -f_{\Delta x}; \quad (2.439)$$

$$[v_{\Delta y}] = -f_{\Delta y}. \quad (2.440)$$

7. Координаты точек вычисляют по уравненным приращениям

$$\Delta y_{yp} = \Delta y_{изм} + v_{\Delta y}; \quad (2.441)$$

$$\Delta x_{yp} = \Delta x_{изм} + v_{\Delta x}. \quad (2.442)$$

6.4. Общие положения уравнивания полигонометрических сетей

Способы уравнивания полигонометрических сетей делятся на:

а) строгие, когда уравнивание производится под условием

$$[pv^2] = \min; \quad (2.443)$$

б) нестрогие, когда углы и приращения координат уравниваются не совместно, а отдельно.

Из строгих способов можно использовать для уравнивания полигонометрических сетей:

- а) параметрический;
- б) коррелятный;
- в) коррелятный с дополнительными неизвестными и др.

При отдельном уравнивании может быть применен любой из следующих способов:

- а) эквивалентной замены;
- б) способ последовательных приближений;
- в) способ полигонов и др.

При выборе способа уравнивания руководствуются строгостью требований, предъявляемых к окончательным значениям координат. При этом также принимаются во внимание наличие вычислительной техники и экономические соображения.

Уравнивание полигонометрических сетей 4 класса следует производить строгими способами. Обычно выбирают тот способ, при котором или объем вычислений меньше, или проще составить программу.

6.5. Автоматизация уравнивательных вычислений

6.5.1. Уравнивание геодезических построений в CREDO_DAT 3.0

В CREDO_DAT 3.0 реализовано совместное уравнивание линейных и угловых измерений, отличающихся по классам точности, топологии и технологии построения [19]. Уравнивание проводится параметрическим способом по критерию минимизации суммы квадратов поправок в измерения. При этом производится полная оценка точности измерений в сети и положения каждого пункта и создаются соответствующие ведомости.

Процедуре уравнивания должна предшествовать предварительная обработка данных. После нее исходными данными для уравнивания служат:

- координаты исходных пунктов;
- приближенные значения координат пунктов обоснования, полученные после предобработки;
- дирекционные углы;

- вектора, содержащие редуцированные значения направлений, горизонтальных проложений и превышений, дирекционных углов;
- допустимые значения средних квадратических ошибок (СКО) плановых измерений для различных классов точности;
- допустимые высотные невязки для различных классов точности.

Каждый параметр векторов измерений (направление, горизонтальное проложение и превышение), а также каждый дирекционный угол образуют одно уравнение в системе уравнений поправок. Система уравнений поправок решается под условием минимума суммы квадратов поправок в измерения с учетом весов измерений.

Выбор весов основан на необходимости выполнения трех условий:

- учет точности измерений разных классов при совместном уравнивании измерений разных классов;
- согласованность уравнений, соответствующих измерениям разных типов (угловым и линейным);
- совместное уравнивание измерений в сетях, включающих как участки ходов, так и участки линейно-угловых построений.

Необходимость последнего условия вызвана тем, что иногда в нормативных документах различных ведомств точность изменений в ходах и триангуляционных построений при одинаковом классе (разряде) измерений может быть разная.

Для решения системы уравнений поправок используется итерационный алгоритм. На каждой итерации вычисляются поправки в координаты пунктов, затем коэффициенты уравнений рассчитываются заново, и процесс повторяется. Алгоритм заканчивает работу, если выполняется одно из условий:

- процесс прерван пользователем;
- максимальное значение расхождения поправок в координаты в двух последних итерациях не превосходит значения погрешности уравнивания, заданного в панели настройки параметров уравнивания;
- число итераций превышает максимально допустимое значение, установленное в той же панели;
- среднеквадратическое значение поправок увеличивается от итерации к итерации (процесс расходится). Это означает, что в данных присутствует грубая ошибка измерений, которую необходимо локализовать и устранить. Затем процедуру уравнивания можно повторить.

Для оценки точности положения уравниваемых пунктов, формирования параметров эллипсов ошибок используется ковариационная матрица, коэффициенты которой вычисляются в процессе уравнивания.

Эллипсы ошибок отображаются в графическом окне вокруг каждого уравниваемого пункта и обозначают область вероятного положения пункта. Проекция полуосей эллипса на координатные оси равны среднеквадратическим ошибкам M_x и M_y положения пункта. Таким образом, по размерам и ориентации эллипсов можно судить о качестве уравнивания каждого участка сети или всей сети в целом.

Для графического представления точности высотного уравнивания вокруг каждого пункта, уравниваемого по высоте, отображается окружность с радиусом, равным среднеквадратической ошибке вычисления абсолютной отметки.

Режимы отображения и масштабы эллипсов ошибок и СКО абсолютных отметок задаются в настройках параметров уравнивания.

6.5.2. Состав выполняемых расчетов

Предварительная обработка данных (предобработка) является обязательным подготовительным шагом перед уравниванием. Основной функцией предобработки является преобразование к единому внутреннему формату данных измерений и параметров проекта, полученных из различных источников. В процессе предобработки выполняются следующие действия:

- Расчет направлений, горизонтальных проложений и превышений на основе средних значений отсчетов измерений, контроль соблюдения инструктивных допусков, установленных для соответствующих классов построений.
- Вычисление вертикальных углов и превышений.
- Учет поправок за атмосферное влияние, компарирование, за кривизну Земли и рефракцию, за редуцирование линий и направлений на плоскость в выбранной проекции, за редуцирование на уровенную поверхность относимости.
- Формирование векторов измерений, т.е. редуцированных значений длин, направлений и превышений, подлежащих уравниванию.
- Расчет предварительных координат пунктов.

- Отображение в графическом окне схемы планово-высотного обоснования, тахеометрической съемки, топографических объектов и других элементов проекта.

- Распознавание избыточных измерений и формирование топологии сети обоснования. Определение статуса координат пунктов.

- Распознавание теодолитных и нивелирных ходов.

- Формирование необходимых промежуточных протоколов и отчетных документов.

Предварительная обработка выполняется по команде Расчет меню Расчеты/Предобработка при нажатии клавиши Ctrl или по команде Предобработка из контекстного меню. При обнаружении программой недопустимых расхождений в измерениях, при наличии пунктов, координаты которых невозможно рассчитать, и т.д. создается подробный протокол, который можно просмотреть, выполнив команду Протокол меню Расчеты/Предобработка.

По результатам предварительной обработки создаются следующие выходные документы:

- Ведомость предобработки для каждой станции и пункта наведения планово-высотного обоснования (включая теодолитные ходы), которая содержит усредненные значения расстояний, направлений и класс точности измерения. Ведомость формируется и отображается командой Ведомость предобработки меню Ведомости.

- Ведомость линий и превышений для каждой станции и пункта наведения планово-высотного обоснования (включая теодолитные ходы); содержит значения расстояний и превышений в прямом и обратном направлениях, их средние значения и среднеквадратические ошибки. Направление измерения «прямо и обратно» обозначается символом «и». Ведомость формируется и отображается командой Ведомость линий и превышений меню Ведомости.

Формирование и просмотр ведомостей производится выбором соответствующей команды меню Ведомости.

УЭ-Л. ЛАБОРАТОРНЫЕ РАБОТЫ

Л.1. Привязка полигонометрии к пунктам опорной геодезической сети. Снесение координат с вершины знака на землю

Приборы и принадлежности: калькуляторы.

Литература: [2, с. 381 – 386].

Задание. Определить координаты пункта $P(x_p, y_p)$ (рис. 2.55), если известны координаты пунктов T_1, T_2, T_2' , измерены углы $\alpha_1, \beta_1; \alpha_2, \beta_2; \gamma_1, \gamma_2$ и базисы b_1, b_2 . Пункт T_1 недоступен для непосредственных измерений.

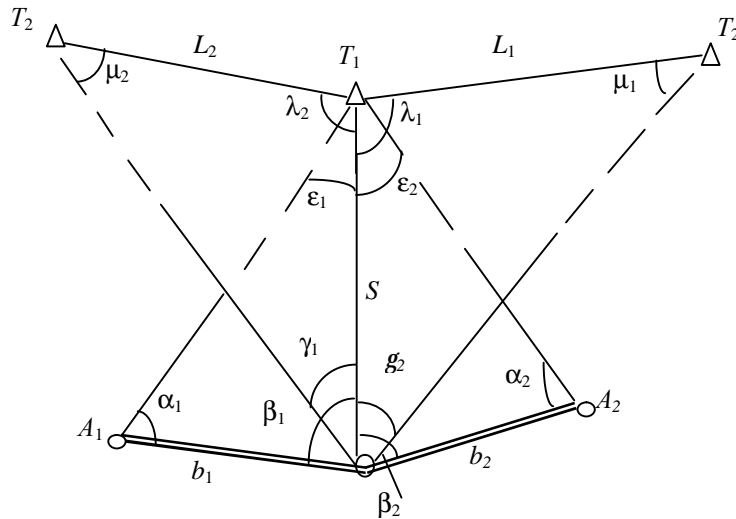


Рис. 2.55. Снесение координат с вершины знака на землю

Студентам предлагается по исходным данным определить координаты пункта P , полученного методом снесения координат с вершины знака на землю, по данным, приведенным в табл. 2.9 и 2.10. Произвести оценку точности определения положения пункта P , если $m_b/b = 1/20000$; $m_\alpha = m_\beta = 3,5''$; $m_\gamma = 3,0''$.

Таблица 2.9

Исходные данные

Название пункта	Координаты, м		№ треугольника	α	β	b , м
	x	y				
T_2	3850,385	9751,932	1	$43^\circ 15' 23''$	$84^\circ 50' 45''$	75,000
T_2'	2678,300	10408,525	2	$61^\circ 28' 31''$	$64^\circ 42' 42''$	60,000

Таблица 2.10

Данные по вариантам

Вариант	Координаты пункта T , м		Углы	
	x	y	γ	γ'
1	3125,115	8704,225	42°03'24"	91°16'55"
2	3125,115	8705,223	42 01 51	91 17 20
3	3125,115	8706,224	42 00 19	91 17 46
4	3127,117	8700,218	42 13 45	91 19 02
5	3129,119	8700,218	42 17 56	91 22 51
6	3131,121	8700,218	42 22 07	91 26 40
7	3133,123	8700,218	42 26 18	91 30 29
8	3125,115	8699,217	42 11 07	91 14 48
9	3125,115	8697,215	42 14 12	91 13 57
10	3125,115	8695,213	42 17 17	91 13 06
11	3125,115	8694,211	42 15 36	91 11 10
12	3133,123	8700,218	42 26 30	91 30 40
13	3127,110	8700,208	42 13 30	91 19 10
14	3125,119	8699,219	42 11 10	91 14 39
15	3127,117	8700,290	42 13 50	91 19 06

В результате выполнения задания студент представляет:

1. Ведомость вычисления расстояния.
2. Оценку точности вычисленного расстояния.

Л.2. Привязка полигонометрии к пунктам опорной геодезической сети. Прямая многократная засечка.

Приборы и принадлежности: калькуляторы.

Литература: [2, с. 393 – 396; 3, с. 235 – 245].

Задание. Определить координаты пункта P , полученного прямой многократной засечкой (рис. 2.56), и выполнить оценку точности по данным, приведенным в табл. 2.11.

Таблица 2.11

Исходные данные

Название пункта	Координаты, м		«Измеренные» дирекционные углы
	x	y	
T_1	3241,685	2124,568	101°02'09,0"
T_2	3633,395	2531,119	182 39 03,0 + 1" · i
T_3	3079,183	2839,784	284 49 34,0
T_4	2663,347	2695,846	339 40 50,0 + 1" · i

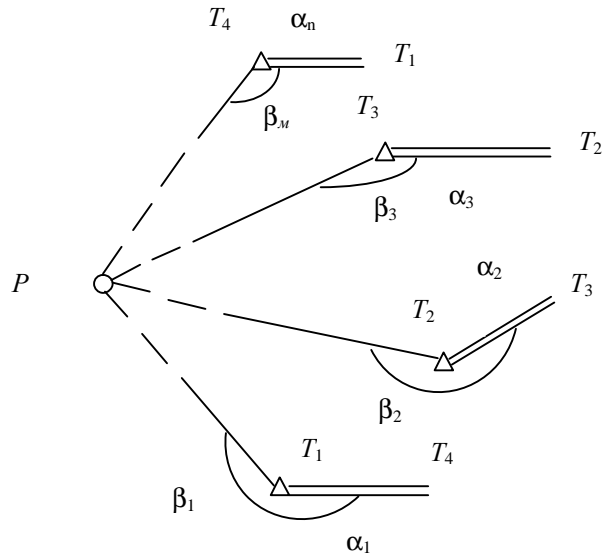


Рис. 2.56. Прямая многократная засечка

В результате выполнения задания студент представляет:

1. Ведомость составления и решения нормальных уравнений поправок.
2. Вычисление уравненных координат и углов.
3. Оценку точности уравненных значений.

Л.3. Привязка полигонометрии к пунктам опорной геодезической сети. Обратная многократная засечка.

Приборы и принадлежности: калькуляторы.

Литература: [2, с. 397 – 408; 3, с. 245 – 261].

Задание. Вычислить вероятное значение координат пункта P , определенного обратной многократной засечкой (рис. 2.57), и выполнить оценку точности по данным, приведенным в табл. 2.12 и 2.13.

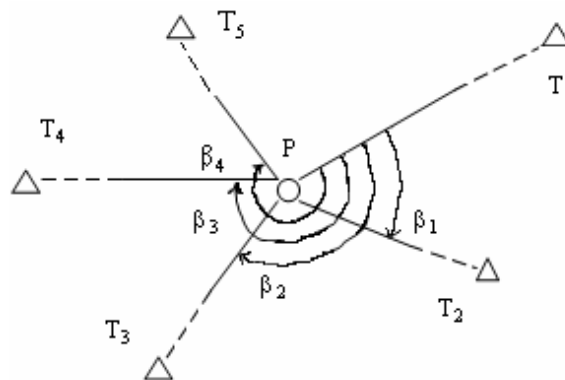


Рис. 2.57. Обратная многократная засечка

Таблица 2.12

Исходные данные

№ на- правле- ния	Координаты, м		Измеренные направления
	X	Y	
1	6755,210	8102,430	0° 34' 46,8"
2	4999,830	9000,000	37 45 08,4
3	3005,740	862,380	99 37 56,1
4	3008,250	8954,320	95 09 06
5	6250,120	7856,540	357 58 40
6	1911,020	8877,760	120 26 30
7	1362,670	6098,800	188 46 13
8	2653,140	5001,180	228 02 40
9	3313,770	6026,860	235 13 48
10	4648,850	5800,340	287 35 30
11	5868,560	5317,450	302 32 28
12	6553,380	6827,150	336 04 35
13	6814,120	8254,890	2 15 39

Таблица 2.13

Данные по вариантам

№ вари- анта	Номера пунктов и направлений	№ вари- анта	Номера пунктов и направлений	№ вари- анта	Номера пунктов и направлений
1	1, 2, 3, 6, 5	11	13, 2, 6, 7, 8	21	6, 8, 11, 12, 5
2	1, 3, 6, 7, 8	12	1, 2, 4, 6, 9	22	4, 6, 8, 9, 10
3	2, 4, 6, 8, 9	13	2, 4, 7, 8, 9	23	13, 2, 4, 11, 5
4	2, 4, 7, 9, 11	14	2, 4, 7, 9, 11	24	4, 7, 10, 11, 12
5	1, 2, 4, 10, 12	15	1, 2, 3, 8, 12	25	2, 4, 9, 11, 12
6	13, 3, 6, 8, 10	16	1, 2, 6, 7, 11	26	13, 3, 6, 7, 8
7	4, 7, 10, 12, 5	17	13, 4, 7, 8, 10	27	9, 10, 11, 12, 5
8	13, 2, 4, 11, 12	18	4, 7, 11, 12, 5	28	13, 4, 6, 7, 8
9	4, 7, 9, 11, 12	19	7, 8, 9, 10, 11	29	6, 7, 9, 11, 12
10	2, 3, 9, 10, 12	20	8, 9, 11, 12, 5	30	7, 9, 11, 12, 5

В результате выполнения задания студент должен:

1. Вычислить приращения координат определяемой точки.
2. Зная координаты пункта P и пунктов T_1, T_2, T_3, T_4 , вычислить дирекционные углы исходных пунктов на определяемый и расстояния между пунктами.

3. Вычислить свободные члены поправок: $l_i = \beta_{выч} - \beta_{изм}$.

4. Составить параметрические уравнения поправок $v_i = A_i \delta x + B_i \delta y + l_i$.

Коэффициенты уравнения поправок найти по формулам:

$$A_i = a_{i+1} - a_1; \quad B_i = b_{i+1} - b_1,$$

$$\text{где } a_i = -\frac{(a)_i}{S_{0,i}} \quad \text{и} \quad b_i = -\frac{(b)_i}{S_{0,i}}; \quad (a)_i = -\frac{\sin a_{0,i} \cdot \rho}{10000} \quad \text{и} \quad (b)_i = \frac{\cos a_{0,i} \cdot \rho}{10000} .$$

5. Составить и решить нормальные уравнения:

$$[AA]\delta x + [AB]\delta y + [Al] = 0 ;$$

$$[AB]\delta x + [BB]\delta y + [Bl] = 0 .$$

Поправки δx и δy к приближенным значениям координат и веса координат найти из решения нормальных уравнений.

6. Вычислить окончательные координаты определяемого пункта

$$X = X_0 + 0,1\delta x ;$$

$$Y = Y_0 + 0,1\delta y .$$

Заполнить таблицу вычисления окончательного значения дирекционного угла через приращения координат и окончательное значение координат определяемого пункта.

7. Выполнить оценку точности:

1) СКО «измеренного» дирекционного угла $m = \sqrt{\frac{[vv]}{n-2}}$;

2) СКО координат по их связи: $m_x = \frac{m}{10\sqrt{P_x}}$ (м);

$$m_y = \frac{m}{10\sqrt{P_y}} \text{ (м);}$$

3) СКО положения определяемого пункта $M_p = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}$ (м).

Л.4. Уравнивание вытянутого полигонометрического хода

Приборы и принадлежности: калькуляторы.

Литература: [2, с. 419 – 421, 461 – 465; 3, с. 293 – 302].

Задание. Произвести уравнивание вытянутого полигонометрического хода (рис. 2.58) и произвести оценку точности полученных результатов по данным, приведенным в табл. 2.14 и табл. 2.15.

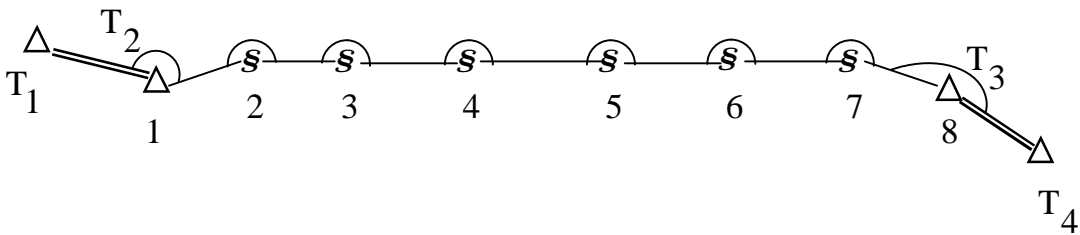


Рис. 2.58. Вытянутый полигонометрический ход

Таблица 2.14

Исходные данные

№ пункта	Углы поворота (левые) β	Длины линий S , м
$T_2 1$	$200^\circ 17' 41,8''$	305,165
2	$175^\circ 51' 21,3''$	
3	$181^\circ 16' 25,4''$	480,111
4	$182^\circ 38' 42,8''$	501,201
5	$179^\circ 54' 44,2''$	617,310
6	$180^\circ 00' 14,5''$	420,981
7	$183^\circ 44' 33,3''$	485,016
$T_3 8$	$184^\circ 59' 41,6''$	253,510

Точность полевых измерений $m_\beta = 2''$, светодальномер 2СТ10.

Данные по вариантам

№ варианта	Дирекционные углы		Координаты исходных пунктов			
	$T_1 - T_2$	$T_3 - T_4$	T_2		T_3	
	α_H	α_K	х, м	у, м	х, м	у, м
1	77°44'14"	106°27'49"	5600,300	7832,609	5224,320	10870,810
2	76°43'13"	105°26'48"	5600,300	7832,609	5278,301	10877,005
3	75°44'12"	104°27'47"	5600,300	7832,609	5330,610	10882,084
4	74°44'11"	103°27'46"	5600,300	7832,609	5383,886	10886,327
5	72°42'10"	101°25'45"	5600,300	7832,609	5492,386	10892,083
6	73°43'11"	102°26'46"	5600,300	7832,609	5438,103	10889,686
7	71°41'09"	100°24'44"	5600,300	7832,609	5546,703	10893,517
8	70°40'07"	99°23'42"	5600,300	7832,609	5601,052	10893,986
9	80°41'17"	109°24'52"	5600,300	7832,609	5068,414	10847,427
10	81°42'19"	110°25'54"	5600,300	7832,609	5014,976	10837,509
11	79°46'16"	108°29'51"	5600,300	7832,609	5116,284	10855,541
12	82°49'19"	111°32'54"	5600,300	7832,609	4956,082	10825,486
13	83°50'20"	112°33'55"	5600,300	7832,609	4903,067	10813,593
14	84°51'21"	113°34'56"	5600,300	7832,609	4850,270	10800,748
15	85°52'22"	114°35'57"	5600,300	7832,609	4797,708	10786,968
16	87°54'24"	116°37'59"	5600,300	7832,609	4693,362	10756,623
17	89°56'26"	118°40'01"	5600,300	7832,609	4590,158	10722,592
18	91°58'28"	120°42'03"	5600,300	7832,609	4488,228	10684,921
19	92°59'29"	121°43'04"	5600,300	7832,609	4437,781	10664,734
20	97°03'33"	125°47'08"	5600,300	7832,609	4239,807	10575,135
21	77°43'14"	106°26'49"	5600,300	7832,609	5225,203	10870,920
22	76°41'13"	105°24'48"	5600,300	7832,609	5280,072	10877,192
23	75°40'12"	104°23'47"	5600,300	7832,609	5334,158	10882,395
24	74°39'11"	103°22'46"	5600,300	7832,609	5388,328	10886,639
25	73°38'10"	102°21'45"	5600,300	7832,609	5442,565	10889,920
26	72°37'11"	101°20'46"	5600,300	7832,609	5496,821	10892,237
27	72°40'14"	101°23'49"	5600,300	7832,609	5494,107	10892,144
28	71°41'15"	100°24'50"	5600,300	7832,609	5546,614	10893,515
29	70°42'16"	99°25'51"	5600,300	7832,609	5599,137	10893,986
30	72°44'18"	101°27'53"	5600,300	7832,609	5490,488	10892,016

В результате выполнения задания студент должен:

1. Выполнить исследование формы хода на критерии вытянутости. Ход будет вытянутым, если выполняются соотношения:

$$\frac{[s]}{L} \leq 1,3; \text{ пред } \alpha_0 = \pm 24^\circ; \text{ пред } \eta_0 = \pm \frac{1}{8}L,$$

где α_0 – уклонение направления сторон хода от направления замыкающей;
 η_0 – расстояние от вершины хода до замыкающей.

2. Вычислить угловую невязку f_β и пред f_β , а затем найти первичные поправки в углы. По исправленным за первичную поправку углам произвести вычисления и получить невязки f_x, f_y, f_s , пред f_s и $\frac{f_s}{[s]}$.

3. Определить продольную и поперечную невязки t и u , длину замыкающей L .

4. Вычислить вторичные поправки в углы, поправки в дирекционные углы и поправки в линии.

5. Вычислить поправки в приращения координат $v_{\Delta x}, v_{\Delta y}$.

6. Получить по исправленным приращениям уравненные значения координат.

7. Произвести вычисления средних квадратических погрешностей уравненных значений пятого дирекционного угла, продольного и поперечного сдвига пятой вершины.

Л.5. Уравнивание полигонометрического хода произвольной формы коррелятным способом

Приборы и принадлежности: калькуляторы.

Литература: [2, с. 437 – 452; 3, с. 268 – 285].

Задание. Произвести уравнивание коррелятным способом полигонометрического хода произвольной формы (рис. 2.59) по данным, приведенным в табл. 2.16 и 2.17. Найти средние квадратические погрешности уравненных значений.

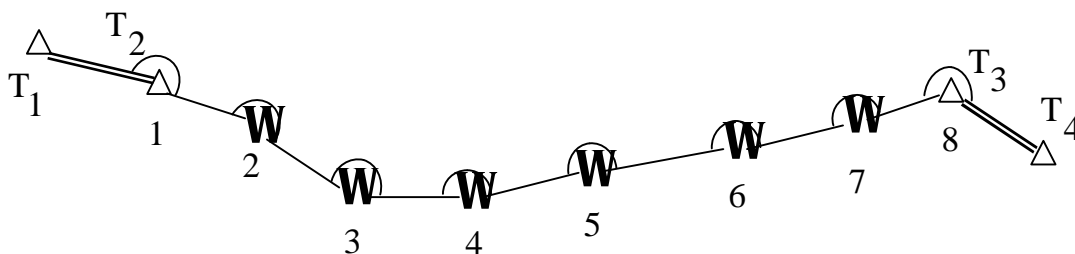


Рис. 2.59. Полигонометрический ход произвольной формы

Таблица 2.16

Исходные данные

№ пункта	Углы поворота (левые) β			Длины линий S , м
T_2 1	181°	05'	47,0"	552,007
2	247°	51'	08,0"	
3	156°	32'	35,0"	565,338
4	139°	20'	11,0"	339,025
5	157°	18'	32,0"	
6	170°	06'	59,0"	400,408
7	179°	59'	41,0"	356,831
T_3 8	253°	30'	32,0"	372,263
				348,716

Точность полевых измерений $m_\beta = 2''$, светодальномер 2СТ10.

Таблица 2.17

Данные по вариантам

№ варианта	Дирекционные углы		Координаты исходных пунктов			
	$T_1 - T_2$	$T_3 - T_4$	T_2		T_3	
	α_n	α_k	x , м	y , м	x , м	y , м
1	2	3	4	5	6	7
1	121°45'41"	167°31'15"	10941,025	7090,400	9380,641	8910,955
2	120°44'40"	166°30'15"	10941,025	7090,400	9413,097	8938,343
3	119°40'42"	165°26'16"	10941,025	7090,400	9447,745	8966,462
4	117°41'43"	163°27'17"	10941,025	7090,400	9513,558	9017,012
5	118°42'44"	164°28'18"	10941,025	7090,400	9479,589	8991,385
6	128°52'54"	174°38'28"	10941,025	7090,400	9166,915	8703,488
7	127°50'53"	173°36'27"	10941,025	7090,400	9196,301	8735,218
8	126°47'51"	172°33'25"	10941,025	7090,400	9226,752	8766,942
9	125°46'52"	171°32'26"	10941,025	7090,400	9256,760	8797,077
10	124°45'53"	170°31'27"	10941,025	7090,400	9287,298	8826,685
11	123°44'54"	169°30'28"	10941,025	7090,400	9318,358	8855,755
12	122°43'55"	168°29'29"	10941,025	7090,400	9349,927	8884,254
13	121°42'56"	167°28'30"	10941,025	7090,400	9381,987	8912,172
14	120°41'57"	166°27'31"	10941,025	7090,400	9414,558	8939,558
15	119°40'58"	165°26'32"	10941,025	7090,400	9447,588	8966,345
16	119°40'58"	165°26'32"	8888,765	7777,654	7395,340	9653,594

1	2	3	4	5	6	7
17	118°39'57"	164°25'31"	8888,765	7777,654	7428,869	9679,820
18	117°38'55"	163°24'30"	8888,765	7777,654	7462,868	9705,424
19	116°37'50"	162°23'25"	8888,765	7777,654	7497,344	9730,458
20	115°36'51"	161°22'26"	8888,765	7777,654	7532,203	9754,823
21	115°36'51"	161°22'26"	9876,543	8765,440	8519,981	10742,610
22	114°35'50"	160°21'25"	9876,543	8765,440	8555,285	10766,377
23	113°33'48"	159°19'23"	9876,543	8765,440	8591,605	10789,884
24	112°32'45"	158°18'20"	9876,543	8765,440	8627,757	10812,381
25	111°30'44"	157°16'19"	9876,543	8765,440	8664,885	10834,581
26	110°28'42"	156°14'17"	9876,543	8765,440	8702,418	10856,110
27	109°27'40"	155°13'15"	9876,543	8765,440	8739,718	10876,625
28	108°24'39"	154°10'14"	9876,543	8765,440	8778,607	10897,114
29	107°21'38"	153°07'12"	9876,543	8765,440	8817,864	10916,870
30	110°20'40"	156°06'14"	9876,543	8765,440	8707,305	10858,855

В результате выполнения задания студент должен:

1. Выполнить исследование формы хода на критерии вытянутости.
2. Составить ведомость предварительных вычислений и результатов уравнивания полигонометрического хода любой формы коррелятным способом.
3. Составить три условные уравнения и по этим уравнениям составить таблицу коэффициентов условных уравнений.
4. Составить приращения весовых функций для оценки точности уравненных значений дирекционного угла четвертого направления и координат пункта 5.
5. Вычислить (с округлением до 0,01) коэффициенты нормальных уравнений коррелат.
6. Решить нормальные уравнения коррелат.
7. Вычислить поправки в углы и линии, затем поправки в дирекционные углы.
8. Получить поправки в приращения координат и вычислить по исправленным приращениям уравненные координаты.
9. Выполнить оценку точности уравненных значений четвертого дирекционного угла и координат пункта 5.

Л.6. Уравнивание полигонометрической сети коррелятным способом

Приборы и принадлежности: калькуляторы, персональные ЭВМ.

Литература: [2, с. 472 – 476; 3, с. 304 – 316].

Задание. Произвести уравнивание коррелятным способом полигонометрической сети (рис. 2.60) по данным, приведенным в табл. 2.18 и 2.19. Найти средние квадратические ошибки уравненных значений.

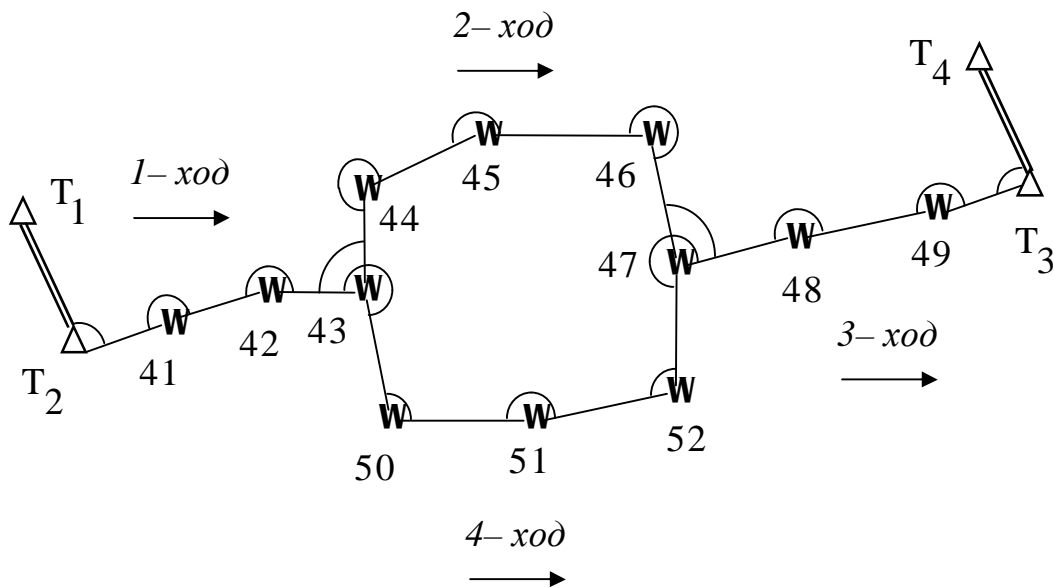


Рис. 2.60. Полигонометрическая сеть

Таблица 2.18

Исходные данные

№ пункта	Углы поворота (левые) β	Длины линий S , м
Ход 1		
T_1		
T_2	$100^{\circ}10'01''$	264,804
41	$179^{\circ}58'13''$	262,162
42	$189^{\circ}09'44''$	236,833
43	$91^{\circ}37'06''$	
44		

Окончание табл. 2.18

№ пункта	Углы поворота (левые) β	Длины линий S , м
Ход 2		
43		153,861
44	247°16'13"	125,866
45	199°27'48"	379,729
46	269°41'27"	320,361
47	92°12'36"	
48		
Ход 3		
47		278,266
48	177°33'03"	303,554
49	142°22'05"	145,933
T_3	99°01'02"	
T_4		
Ход 4		
42		
43	269°41'41"	234,208
50	98°10'25"	284,078
51	170°20'40"	212,157
52	98°10'00"	157,380
47	263°52'37"	
48		

Точность полевых измерений $m_\beta = 5''$, светодальномер 2СТ10.

Таблица 2.19

Данные по вариантам

№ варианта	Дирекционные углы		Координаты исходных пунктов			
	$T_2 - T_1$	$T_3 - T_4$	T_2		T_3	
	α_H	α_K	х, м	у, м	х, м	у, м
1	102°33'10"	91°02'35"	4340,704	12958,544	2632,385	11988,456
2	103°34'11"	92°03'36"	4340,704	12958,544	2649,902	11958,400
3	104°36'12"	93°05'37"	4340,704	12958,544	2668,220	11928,080
4	105°38'13"	94°07'38"	4340,704	12958,544	2687,082	11898,070
5	106°39'15"	95°08'40"	4340,704	12958,544	2706,171	11868,865
6	108°41'16"	97°10'41"	4340,704	12958,544	2745,871	11811,554
7	109°42'17"	98°11'42"	4340,704	12958,544	2766,480	11783,440
8	108°43'18"	97°12'43"	4340,704	12958,544	2746,550	11810,600

Окончание табл. 2.19

9	109°45'20"	98°14'45"	4340,704	12958,544	2767,524	11782,041
10	109°46'22"	98°15'47"	4340,704	12958,544	2767,877	11781,555
11	109°46'22"	98°15'47"	4554,824	11574,211	2882,007	10397,150
12	111°48'23"	100°17'48"	4554,824	11574,211	3024,765	10340,082
13	112°49'25"	101°18'50"	4554,824	11574,211	3046,880	10315,110
14	114°51'26"	103°20'52"	4554,824	11574,211	3092,510	10262,388
15	115°52'26"	104°21'51"	4554,824	11574,211	3116,016	10236,658
16	116°53'27"	105°22'52"	4554,824	11574,211	3139,982	10211,333
17	117°54'28"	106°23'53"	4554,824	11574,211	3164,394	10186,430
18	118°55'29"	107°24'54"	4554,824	11574,211	3189,243	10161,975
19	119°56'30"	108°25'55"	4554,824	11574,211	3214,523	10137,957
20	121°56'32"	110°25'57"	4554,824	11574,211	3265,478	10092,045
21	121°56'34"	110°25'57"	4723,504	11842,707	3434,173	10360,528
22	122°56'35"	111°25'58"	4723,504	11842,707	3460,244	10338,240
23	123°56'37"	112°26'00"	4723,504	11842,707	3486,707	10316,415
24	123°57'38"	112°27'01"	4723,504	11842,707	3487,158	10316,050
25	125°58'38"	114°28'02"	4723,504	11842,707	3541,648	10273,485
26	145°57'37"	134°27'00"	4723,504	11842,707	4149,072	9964,075
27	135°57'38"	124°27'01"	4723,504	11842,707	3831,586	10092,360
28	134°55'38"	123°25'02"	4723,504	11842,707	3800,165	10108,730
29	133°54'41"	122°24'05"	4723,504	11842,707	3769,570	10125,370
30	132°53'40"	121°23'04"	4723,504	11842,707	3739,240	10142,574

В результате выполнения задания студент должен:

1. Подсчитать число условий, возникающих в сети, и наметить полигоны .
2. Выполнить по каждому из намеченных полигонов предварительные вычисления и записать их в ведомости предварительных вычислений и результатов уравнивания полигонов при уравнивании полигонометрической сети коррелятным способом.
3. Составить для каждого полигона условные уравнения и по этим уравнениям составить таблицу коэффициентов условных уравнений.
4. Составить приращения весовых функций для оценки точности уравненных значений дирекционного угла направлений 42 – 43, 47 – 48 и координат пунктов 43, 47.
5. Вычислить (с округлением до 0,01) коэффициенты нормальных уравнений коррелат.
6. Решить нормальные уравнения коррелат.
7. Вычислить поправки в углы и линии, затем поправки в дирекционные углы.
8. Получить поправки в приращения координат и вычислить по исправленным приращениям уравненные координаты.
9. Выполнить оценку точности уравненных значений.

МОДУЛЬ 3

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ В МАСШТАБАХ 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500

Дидактические цели модуля 3

Студент должен знать:	Студент должен уметь:
<ul style="list-style-type: none"> – способы топографических съемок; – современные технологии топографической съемки; – применение топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500; – основные принципы технического проектирования планово-высотного геодезического обоснования; – создание планово-высотного съемочного обоснования. 	<ul style="list-style-type: none"> – анализировать и выбирать масштаб съемок в зависимости от решаемой задачи; – проектировать сеть планово-высотного съемочного обоснования; – рассчитывать точность выполнения съемок; – рекомендовать приборы и методики выполнения съемок.

Учебно-информационный блок модуля 3

Тема занятия	Тип занятия	Вид (форма) занятия
1	2	3
Топографические съемки в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500		
УЭ-1. Применение топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа
УЭ-2. Способы топографических съемок: – современные технологии топографической съемки; – топосъемка спутниковыми методами и электронным тахеометром.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа
УЭ-3. Топографические планы: – проекция, системы координат и высот, разграфка, номенклатура топографических планов; – содержание топографических планов; – точность и детальность топографических планов; – требования к точности топографических планов.	Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний	Лекция Самост. работа

1	2	3
<p>УЭ-4. Геодезическая основа крупномасштабных съемок:</p> <ul style="list-style-type: none"> – плановая и высотная геодезическая основа крупномасштабных съемок; – методы сгущения высотного геодезического обоснования; – съемочное обоснование и его точность. 	<p>Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция Самост. работа</p>
<p>УЭ-5. Стереотопографическая съемка:</p> <ul style="list-style-type: none"> – понятие о стереотопографической съемке; – аэросъемка; – плановые и высотные опознаки, их проектирование и привязка; – комбинированная съемка. 	<p>Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция Самост. работа</p>
<p>УЭ-6. Основные принципы технического проектирования:</p> <ul style="list-style-type: none"> – основные принципы технического проектирования планово-высотного геодезического обоснования; – требования к точности планово-высотного съемочного обоснования; – создание планово-высотного съемочного обоснования; – проектирование геодезических сетей в CREDO_DAT. 	<p>Усвоение научных знаний Углубление и систематизация знаний</p>	<p>Лекция Самост. работа</p>

УЭ-1. Применение топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500

Общая территория Республики Беларусь составляет 20759600 га = 20759,6 км².

Без карт невозможно прокладывать нефте- и газопроводы, строить электростанции, города и городские поселки. Карты нужны для охраны окружающей среды, работникам сельского хозяйства и экономистам, мет-

рологам и почвоведом, этнографам и железнодорожникам, геофизикам и т.д. Ни одна отрасль науки и промышленности сегодня не может обойтись без карты или геодезических методов измерений. Особо велика роль карт в надежной обороне страны.

Топографические планы **масштаба 1:5000** в настоящее время используются:

- в городском и сельском строительстве (рекогносцировка, первоочередное строительство, благоустройство, генпланы);
- в промышленности – для составления технических проектов промышленных и горнодобывающих предприятий;
- в геологии – для детальной разведки полезных ископаемых;
- в сельском хозяйстве – гидромелиорация, землеустройство, составление земельного кадастра, почвоведение;
- в транспортном строительстве – для проектирования железных и автомобильных дорог, магистральных каналов, регулирования стока рек, для составления генпланов [6].

Топографические планы **масштаба 1:2000** предназначены:

- для разработки генпланов и составления детальной планировки отдельных частей города, поселка;
- для составления исполнительных планов горнопромышленных предприятий;
- для детальной разведки полезных ископаемых;
- для составления детальных планов отдельных гидротехнических сооружений, электростанций;
- для составления проектов орошения и осушения закрытым дренажем, а также рабочих чертежей трубопроводных насосных и компрессорных станций и др.

Топографические планы **масштаба 1:1000** необходимы:

- для составления генплана и рабочих чертежей при проектировании на застроенной территории;
- для составления рабочих чертежей бетонных плотин, зданий ГЭС, камер, шлюзов, а также новых железнодорожных станций, узлов горнодобывающих и обогатительных предприятий и др.

Топографические планы **масштаба 1:500** служат:

- для составления исполнительных генпланов многоэтажной застройки, инженерных коммуникаций, вертикальной планировки и др.;
- для составления рабочих чертежей плотин и др. гидротехнических сооружений.

УЭ-2. Способы топографических съемок

В настоящее время топографические съемки крупных масштабов выполняются следующими способами:

- Аэрофототопографический.
- Фототеодолитный.
- Мензольный.
- Комбинированный.
- Тахеометрический.
- Горизонтальная съемка.
- Вертикальная съемка.
- Нивелирование площадей.
- Цифровая модель местности.
- Инструментальная съемка.

Основным способом является аэрофототопографический, который подразделяется на два способа:

- а) стереотопографический;
- б) комбинированный.

При стереотопографическом способе производится фотографирование с воздуха. При наличии геодезических пунктов необходимой густоты с помощью специальных приборов приводят фотографии к необходимому масштабу и составляют фотоплан. С помощью стереоприборов на фотоплане рисуют рельеф местности. Таким образом, почти вся работа по созданию плана (карты) производится в камеральных условиях, что повышает эффективность этого метода по сравнению со многими другими.

При комбинированном способе строят фотоплан, а рельеф рисуют наземными способами: мензольным, тахеометрическим, нивелированием поверхности.

При фототеодолитном способе, который называют еще наземным стереофотограмметрическим методом, местность фотографируют с двух точек стояния, координаты которых должны быть известны. Два полученных снимка составляют стереопару. Обработка стереопар на специальных приборах позволяет получить топографический план. Способ наиболее выгодно применять в горной местности.

Мензольная и тахеометрическая съемки чаще применяются в масштабах 1:1000 и 1:500, а при нецелесообразности использования аэрофото-съемки – 1:2000 и 1:5000.

Съемки могут проводиться комбинацией вышеперечисленных способов, карты и планы могут составляться картосоставительскими методами по картам более крупных масштабов.

Топографические крупномасштабные съемки в зависимости от назначения разделяются на основные и специальные.

Основные топографические съемки выполняются в соответствии с [6, 28].

Специальные съемки, выполняемые по заказам министерств и ведомств, производятся для решения конкретных задач отдельной отрасли или группы отраслей народного хозяйства. Так, например, при съемках для целей мелиорации сельхозземель предъявляются очень высокие требования к точности изображения рельефа и значительно менее высокие – к точности расположения контуров.

Карты и планы могут составляться по планам более мелкого масштаба, методом цифровой модели местности и методом фотокарт.

Метод составления плана по картам более мелкого масштаба применяется тогда, когда требуется меньшая графическая точность плана, чем это предусмотрено инструктивными материалами. В этом случае допускается топографические планы масштабов 1:10000, 1:5000, 1:2000, 1:1000 увеличивать соответственно до масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500.

Цифровые модели местности строятся путем математической обработки на ЭВМ результатов геодезических и фотограмметрических измерений. Цифровая модель в дальнейшем может быть преобразована с помощью координатографа в графические материалы.

Фотокарты сочетают фотографическое изображение местности и графическое, выполненное по результатам наземной или стереофотограмметрической съемок.

2.1. Современные технологии топографической съемки

Для эффективного управления территорией, принятия проектных и организационных решений по землеустройству, землепользованию, строительству и эксплуатации объектов необходимо обладать качественной и оперативной информацией о местности и ее изменениях. Главным способом ее получения является топографическая съемка. Одним из самых современных методов производства съемочных работ является спутниковый метод, сутью которого является определение местоположения (координат)

с высокой точностью по данным спутниковых наблюдений вне зависимости от места, времени суток и погоды.

В настоящее время широко применяются автоматизированные системы проектирования и управления, информационную основу которых составляют цифровые модели местности (ЦММ). ЦММ содержит метрическую (номера, координаты точек местности), синтаксическую (коды топографических объектов, сведения о порядке и виде соединения точек в контуры), семантическую (технические и кадастровые характеристики объектов), а также служебную информацию о местности. ЦММ может быть представлена графически цифровой картой на магнитных и бумажных носителях, базой данных или их сочетанием, например, в составе геоинформационных систем (ГИС-приложения). В связи с этим все большую актуальность и популярность приобретают так называемые цифровые съемки, результатом которых и является ЦММ. При этом, очевидно, преимущество имеют технологии, дающие возможность фиксировать непосредственно в поле метрическую и атрибутивную информацию для ЦММ.

2.2. Топосъемка спутниковыми методами и электронным тахеометром

Рассмотрим технологию производства цифровых съемок, основанную на использовании спутниковых геодезических систем реального времени и электронного тахеометра в дополнение к ним. Важнейшей особенностью данной технологии является одновременный сбор в поле пространственной и атрибутивной информации об объектах местности в цифровом виде.

Суть данной технологии заключается в следующем. В поле спутниковыми методами в реальном масштабе времени (Real Time Kinematic – RTK) определяются с точностью 2 – 3 см плановые и высотные координаты точек снимаемых объектов. Для досъемки участков, где использование спутниковых методов неэффективно, используется электронный тахеометр.

При сборе данных и спутниковыми методами, и электронным тахеометром помимо координат точек фиксируются такие их атрибуты, как код снимаемого объекта, его характеристики, комментарии. Эта информация записывается в накопители в цифровом виде и используется для автоматической рисовки топографического плана и составления связанной с ним базы данных. Данные RTK могут быть использованы для определения координат точки стояния электронного тахеометра. Перенеся результаты

съемки на компьютер, исполнитель получает цифровой план снятого участка и при необходимости дополнив или откорректировав его, может использовать этот план в специализированных программных приложениях. Перенос данных съемки, рисовка плана, его исправления и дополнения могут производиться непосредственно в поле.

Полевое спутниковое оборудование для съемки состоит из комплекта опорной (базовой) станции и минимум одного подвижного комплекта, поддерживающих режим RTK.

Базовый комплект состоит из спутниковой антенны, приемника и передающего радиомодема с радиоантенной. Спутниковая антенна, принимающая сигнал от спутников системы NAVSTAR, устанавливается на обычном штативе над точкой с известными координатами. Это может быть геодезический пункт или произвольно расположенная точка, координаты которой определены из высокоточных статических спутниковых наблюдений. Антенна имеет съемную плоскость, отсекающую сигнал, переотраженный от подстилающей поверхности. Спутниковый приемник обрабатывает принятый антенной сигнал и генерирует поправки к данным. Передающий радиомодем транслирует эти поправки в эфир на выбранном частотном радиоканале. Радиус действия радиомодема зависит от множества факторов: характеристик модема, рельефа местности, степени застройки или залесенности, уровня зашумленности радиоэфира. При выгодном соотношении этих факторов поправки могут быть переданы на расстояние 15 и более километров. При передаче поправок на большие расстояния или при работе в сложных условиях радиомодем используемого нами типа (Trimmark II производства компании Trimble), работая автономно, может служить ретранслятором радиосигнала. Радиомодем и приемник питаются от портативных аккумуляторов большой емкости. Помимо описанного оборудования в комплект станции входят также штанга для измерения высоты спутниковой антенны, соединительные кабели, кабели для переноса данных на компьютер, дополнительные аккумуляторы.

Аппаратура подвижного комплекта располагается в специальном рюкзаке и переносится исполнителем по определяемым точкам. Комплект состоит из спутниковой антенны, приемника, принимающего радиомодема и управляется многофункциональным контроллером-накопителем (нами используется Trimble Survey Controller). Спутниковая антенна закрепляется на вехе с круглым уровнем и устанавливается на точки снимаемых объектов. Приемник вычисляет местоположение точки, используя данные, принятые по радиоканалу с базовой станции. Исполнитель, таким образом,

практически немедленно (2 – 5 с) получает координаты точки стояния вехи и может сохранить их вместе с атрибутивными данными в контроллере. Подвижный комплект комплектуется дополнительными аккумуляторами, соединительными кабелями и кабелями для переноса данных.

Спутниковые приемники, применяемые для РТК, могут быть одно- или двухчастотными, те есть принимающими со спутников сигнал одной или двух частот. Использование двухчастотных приемников позволяет получить более качественные результаты. Инициализация съемки двухчастотным приемником существенно короче – достаточно считанных минут, необязательно в статичном положении.

С приемником, использующим технологию шумоподавления EVEREST, можно проходить через заросли небольших деревьев без прерывания приема сигнала.

До начала съемки помимо подготовки абриса выбирается классификатор кодов снимаемых объектов для разнесения их по слоям векторной электронной карты и автоматической рисовки плана местности. В контроллере может быть назначена из встроенных или сформирована новая система координат и (или) проекция, в которой будут определяться координаты.

Схема съемки с использованием РТК такова. Собственно определения начинаются после инициализации – разрешения многозначности фазовых наблюдений. Для съемок на новом месте при использовании двухчастотных приемников необходимо 1 – 2 мин, причем антенна приемника может перемещаться (например пока вы дойдете до участка съемки), для одночастотных – до 20 – 25 мин, при этом антенна должна быть неподвижна. Затем исполнитель устанавливает веху на определяемую точку, с клавиатуры контроллера-накопителя вводит ее имя или номер (как правило, используется автоматическая «сквозная» нумерация), код снимаемого объекта (выбирается из библиотеки или набирается вручную), вводит новую или подтверждает старую высоту вехи и фиксирует координаты в контроллере-накопителе. В зависимости от условий наблюдений время определения координат колеблется от 2 до 10 секунд. Встроенные в контроллер функции координатной геометрии позволяют легко вычислять координаты недоступных точек (центр столба, дерева и др.) по направлению и величине смещения, по смещению вдоль или перпендикулярно створу и т.п. и сохранить уже окончательное значение координат объекта. На дисплей контроллера можно вызвать разную полезную информацию, позволяющую контролировать процесс съемки. Исполнитель видит координаты точки, их

текущую точность и по этим параметрам принимает решение зафиксировать данные или увеличить время наблюдения на точке. То же самое контроллер может выполнять автоматически. Контроллер-накопитель позволяет записывать полевые данные либо во встроенную внутреннюю память, либо на карту данных стандарта PCMCIA. Кроме того, возможна параллельная запись «сырых» измерений в приемник для их последующей обработки (постобработки). Такая возможность полезна тем, что в случае, когда координатные поправки не получены по радиоканалу, данные спутниковых наблюдений сохраняются и в процессе их постобработки получаютсье искомые координаты точек местности.

В тех случаях, когда на участок съемки имеется векторный или растровый цифровой картографический материал, возможно использование «цифровой мензулы». Вместо контроллера к приемнику подключается полевой компьютер типа «pen-book» (без клавиатуры, со «световым пером»), на котором установлено специальное программное обеспечение (например, ASPEN Trimble). Это программное обеспечение позволяет выполнять все вышеописанные действия по сбору данных, причем имеющейся цифровой картографический материал «подкладывается» под выполняемую съемку, а создаваемый в реальном времени план можно сразу видеть на экране pen-book. Такая технология позволяет в процессе съемки видеть, что в итоге получается, и сопоставлять или исправлять созданные ранее карты и планы.

Электронный тахеометр используется для досъемки участков, где применение спутниковых методов по условиям наблюдений невозможно, затруднительно или неэффективно. Электронный тахеометр в полной мере реализует принцип съемки в реальном масштабе времени, так как по измеренным величинам вычисляет координаты определяемых точек непосредственно в поле, а точками стояния тахеометра являются пункты, определенные с использованием RTK.

В рабочий комплект кроме самого тахеометра входит одна или несколько вех с призмными отражателями и набор для голосовой радиосвязи между исполнителем и реечниками.

Процесс съемки тахеометром заключается в следующем. Исполнитель устанавливает инструмент на точку, с которой будет производиться съемка. Это может быть точка с известными координатами (геодезический пункт или точка спутниковой сети) или произвольно выбранная точка, координаты которой тахеометр вычислит из обратной засечки. Задав высоту инструмента и отражателя, исполнитель вводит имя или номер определяе-

мой точки, код снимаемого объекта и запускает измерения. Тахеометр измеряет вертикальный и горизонтальный углы на веху с отражателем, расстояние до нее, вычисляет по этим данным координаты пикета и записывает их во встроенный накопитель или на РСМСИ-карту данных [20]. Тахеометр, как и контроллер, имеет встроенные функции вычисления координат недоступных точек, вычисления недоступных расстояний, решения различных геодезических задач непосредственно в поле.

Важно, что данные, накапливаемые спутниковым контроллером и электронным тахеометром, одного типа: имя точки, ее код, координаты. Это решает проблему совместимости данных для единообразной их обработки и корректной рисовки плана. При необходимости можно расширить перечень данных, включив туда дату, время и способ получения координат пикета, фактическую точность, сведения об исполнителе и т.д.

Таким образом, с помощью комплекта спутникового оборудования для съемки в реальном масштабе времени и электронного тахеометра в дополнение к нему быстро и эффективно реализуется полевая часть цифровой технологии производства топографических съемок различного назначения.

Обработка полевых данных может производиться непосредственно в поле с целью немедленного контроля качества измерений и выявления участков, снятых недостаточно подробно. Собранные данные переносятся на портативный компьютер с установленным на нем специальным программным обеспечением для рисовки плана, позволяющим автоматически соединять контуры и «рисовать» рельеф (используется Trimble Survey Office). Перенос данных можно выполнить или посредством кабелей, которыми комплектуются контроллер и тахеометр, или прямо через разъем компьютера стандарта РС МСИ. В результате получается план расположения точек отснятых объектов, по которому исполнитель может определить недостаточно подробно снятые участки, выявить возможные ошибки и исправить их.

Рисовка плана участка съемки производится непосредственно в поле на портативном компьютере автоматически по кодам объектов. Классификатор кодов и соответствующие условные знаки могут быть созданы самим исполнителем. Перечисленные обстоятельства позволяют эффективно использовать эту технологию для производства съемок специального назначения.

Несомненными преимуществами данной технологии перед традиционными способами производства геодезических работ являются высокое

качество результатов (точность, оперативность, цифровой вид) и сокращение времени и стоимости работ. Особо следует отметить, что все собранные в поле данные (как пространственные, так и атрибутивные) имеют окончательный вид, ни на одном из последующих этапов использования не изменяются, что обеспечивает их высокую надежность и достоверность. Цифровой вид результатов позволяет экспортировать их в различных форматах для работы в других специализированных программных приложениях.

УЭ-3. Топографические планы

3.1. Проекция, системы координат и высот, разграфка, номенклатура топографических планов

Топографические планы масштабов 1:5000 и крупнее, как и топографические карты, создаются в равноугольной проекции Гаусса. Но в отличие от топографических карт, которые создаются в шестиградусных зонах, топографические планы создаются в трехградусных зонах. Искажения линий на краях трехградусных зон в 4 раза меньше, чем на краях шестиградусных зон и не превосходят ошибок графических построений.

Если же последнее условие не соблюдается, т.е. ошибки построений меньше ошибок искажений, выбирают местное начало координат. В этом случае выбирают осевой меридиан по центральной части снимаемого участка или в стороне от него, но так, чтобы поправки за редуцирование длин сторон ($\Delta S = \frac{y^2}{2R^2} S$, в проекции горизонтальные линии увеличивают на ΔS) и углов на плоскость не превышали по абсолютной величине 1/3 соответствующих ошибок измерений.

Применяется балтийская система высот. На небольших участках (до 100 га) и на изолированных участках при расположении их от реперов и марок государственной нивелирной сети более чем на 3 км допускается производить съемку в местной системе высот от условного уровня.

Следует отметить, что любые отклонения системы координат и высот от стандартных могут быть допущены только по согласованию с органами геодезического надзора.

Разграфка планов масштабов 1:5000 и 1:2000 применяется в двух вариантах в зависимости от размеров снимаемого участка. Для участков свыше 20 км² действует принятая международная разграфка. При этом севернее параллели 60° планы по долготе сдваиваются.

Для топографических планов, создаваемых на участке площадью менее 20 км², применяется прямоугольная разграфка с размерами рамок:

для масштаба 1:5000 – 40х40 см;

для масштаба 1:2000 – 50х50 см;

для масштаба 1:1000 – 50х50 см;

для масштаба 1:500 – 50х50 см.

За основу разграфки применяется лист масштаба 1:5000, его обозначают арабской цифрой. Порядок нумерации применяется произвольный, а в городах и других населенных пунктах он обычно устанавливается главным (районным) архитектором.

1:2000 получается как $\frac{1:5000}{4}$ (А, Б, В, Г).

1:1000 получается как $\frac{1:2000}{4}$ (I, II, III, IV).

1:500 получается как $\frac{1:2000}{16}$ (1, 2, 3, ..., 16).

3.2. Содержание топографических планов

На крупномасштабных планах отображаются все объекты местности, которые изображаются в данном масштабе, а также характерные предметы и рельеф [21].

На планах в зависимости от масштаба и назначения и от степени застроенности территорий показываются:

1. Опорные пункты.
2. Все без исключения населенные пункты и отдельные постройки с обязательным выделением пристроек.
3. Наземные сооружения всех видов и назначений.
4. Осушаемые и орошаемые участки и имеющиеся на них сооружения.
5. Места разработки полезных ископаемых и имеющиеся на них сооружения.
6. Все виды естественных и искусственных водных объектов с указанием сооружений на них и их эксплуатационных характеристик.
7. Все виды естественной растительности с ее количественной и качественной характеристиками.
8. Земельные площади сельскохозяйственного использования с разделением их по видам.

9. Земельные участки, не имеющие сельскохозяйственного назначения.

10. Существующие на местности границы политико-административного деления.

Рельеф изображается горизонталями. Число подписанных высот отдельных точек на планах всех масштабов должно быть не менее 5 на каждый дм^2 плана.

3.3. Точность и детальность топографических планов

Основными характеристиками топографических планов являются:

1. Точность изображения объектов.
2. Детальность изображения объектов.
3. Полнота планов.

Под точностью топографических планов понимают суммарную ошибку в положении предметов и контуров местности относительно ближайшего пункта геодезического обоснования. Средняя квадратическая ошибка в положении на плане предметов и контуров местности с четкими очертаниями относительно ближайших точек съемочного обоснования не должна превышать 0,4 – 0,5 мм.

Под детальностью понимается степень подобия изображенных на плане контуров и предметов с их конфигурацией на местности.

При крупномасштабных съемках допускается спрямление выступов зданий и спрямление границ четких контуров с ошибками, не превышающими 0,5 мм на плане.

Полнота плана определяется минимальными размерами или расстояниями между сооружениями, контурами.

Точность, детальность и полнота изображения рельефа зависят, в основном, от высоты сечения рельефа. Точность изображения рельефа на планах крупномасштабных съемок должна быть такой, чтобы предельные ошибки точек местности по высоте относительно ближайшего пункта геодезического обоснования не превышали:

- 1/4 принятой высоты сечения при углах наклона до 2° ;
- 1/3 принятой высоты сечения при углах наклона от 2° до 6° для планов масштаба 1:2000 и до 10° для планов масштаба 1:1000;
- 1/3 при высоте сечения рельефа через 0,5 м на планах масштаба 1:2000.

Выбор высоты сечения зависит от назначения съемки, характера рельефа и масштаба.

Из вышеизложенного видно, что чем крупнее масштаб съемки, тем больше детальность и полнота изображения местности, т.е. тем выше точность плана. Однако надо иметь в виду, что чем крупнее масштаб съемки, тем больше требуется средств и времени на ее производство. Для того, чтобы результаты съемочных работ вполне удовлетворяли инженерным расчетам и не были бы чрезмерно дороги, необходимо во всех случаях производить математически обоснованный подход к выбору масштаба съемки и высоты сечения рельефа.

3.4. Требования к точности топографических планов

При оценке точности топографических планов учитывают плановое и высотное положение точек плана относительно ближайших пунктов съемочного обоснования.

При съемках ситуации точность определения положения точек зависит от масштаба и от границы контура (четкая, нечеткая).

Исследованиями установлено, что СКО положения контурной точки на планах 1:5000, 1:2000 составляет величину порядка 0,3 мм.

По инструкции СКО положения четких контуров относительно ближайших точек съемочного обоснования в равнинно-всхолмленных районах не должны превышать 0,5 мм, в гористых районах 0,7 мм, а на застроенной территории 0,4 мм (предельные средние ошибки $\theta = m/1,4$).

Точность изображения рельефа на плане характеризуется СКО высоты точки, лежащей на горизонтали.

В общем случае ошибка изображения рельефа может быть выражена формулой

$$m_{Hr}^2 = m_C^2 + m_{II}^2 + m_{об}^2 + m_{см}^2 + m_r^2, \quad (3.1)$$

где m_C – СКО высоты пункта съемочного обоснования; m_{II} – СКО определения превышения точки местности на исходном пункте; $m_{об}$ – СКО обобщения рельефа; $m_{см}$ – СКО нанесения точек на план (смещение); m_r – СКО интерполирования и рисовки горизонталей.

Инструкцией устанавливаются СКО съемочного обоснования в зависимости от масштаба, высоты сечения рельефа, характера местности.

Для всех масштабов и высот сечения при углах наклона до 2° СКО = $1/4$ высоты сечения, а при больших углах наклона – $1/3$ высоты сечения.

УЭ-4. Геодезическая основа крупномасштабных съемок

4.1. Плановая и высотная геодезическая основа крупномасштабных съемок

Съемки по назначению бывают плановые и высотные. По точности – государственные геодезические сети (ГГС), геодезические сети сгущения (ГСС), геодезическое съемочное обоснование (ГСО).

В плановом отношении геодезической основой крупномасштабных съемок служат:

1. Государственные геодезические сети 1, 2, 3 и 4 классов.
2. Геодезические сети сгущения 1 и 2 разрядов.
3. Геодезическое съемочное обоснование. К нему относятся плановые, планово-высотные съемочные сети, отдельные пункты, а также точки фотограмметрического сгущения.

В высотном отношении геодезическую основу составляют:

1. Государственные нивелирные сети I, II, III и IV классов.
2. Высотные сети сгущения – сети геометрического (технического) и тригонометрического нивелирования.
3. Высотное съемочное обоснование: высотные и планово-высотные съемочные сети.

Государственное нивелирование I, II, III и IV классов для съемок выполняется в соответствии с требованиями [5].

Средняя плотность пунктов государственной геодезической плановой и высотной сетей при съемках крупных масштабов – в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Средняя плотность пунктов государственной геодезической плановой и высотной сетей

Масштабы съемок	Исходные пункты	
	плановые	высотные
1:5000	1 на 20 – 30 км ²	1 на 10 – 15 км ²
1:2000 и крупнее	1 на 5 – 15 км ²	1 на 5 – 7 км ²

При выполнении съемок для мелиоративного строительства число высотных реперов должно быть 1 – 2 на 4 км².

В городах и других населенных пунктах и на промышленных площадках плотность опорной сети увеличивается:

на застроенной территории – 4 пункта на 1 км²;

на незастроенной территории – 1 пункт на 1 км².

Во вновь осваиваемых и труднодоступных районах плотность пунктов может быть снижена в 1,5 раза.

4.2. Методы сгущения высотного геодезического обоснования

Сгущение ГГС нивелирования производится геометрическим нивелированием технической точности, или тригонометрическим нивелированием. Выбор метода зависит от высоты сечения и условий местности.

Сети съемочного обоснования и одиночные ходы должны опираться не менее чем на два исходных пункта.

Предельная ошибка нивелирного хода технической точности определяется формулой

$$\text{пред}f_h = 50\text{мм}\sqrt{L, \text{км}}, \quad (3.2)$$

а СКО определения конечной точки хода до уравнивания

$$M_H = \frac{50\sqrt{L}}{2} = 25\text{мм}\sqrt{L, \text{км}}. \quad (3.3)$$

На местности со значительными углами наклона допускается невязка, определяемая формулой

$$\text{пред}f_h = 10\text{мм}\sqrt{n}, \quad (3.4)$$

где n – число штативов в ходе.

Средняя квадратическая ошибка конечной точки до уравнивания будет

$$M_H = 5\text{мм}\sqrt{n}. \quad (3.5)$$

Длины ходов технического нивелирования определяются в зависимости от M_H , которая устанавливается в зависимости от высоты сечения рельефа и регламентируется [5].

Ходы технического нивелирования закрепляются постоянными и временными стенными и грунтовыми реперами. В качестве временных реперов используют деревянные столбы и пни с забитыми в них гвоздями, а также костыли и ерши, забитые в стены зданий и сооружений, устои мостов, стволы деревьев и т.д. (рис. 3.1).

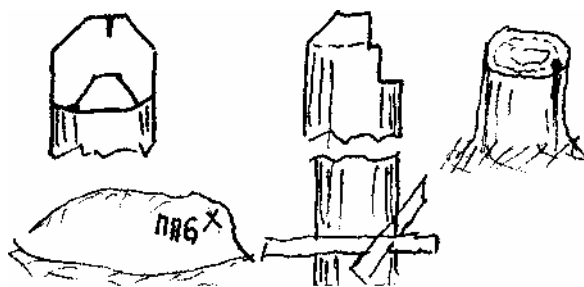


Рис. 3.1. Временные реперы

Временные реперы устанавливаются не реже чем через 3 – 4 км по ходу. В процессе технического нивелирования попутно нивелируют стабильные по высоте предметы местности: головки рельсов, обода колодцев и смотровых люков, характерные выступы больших валунов и т.д. Эти предметы включают в хода, а высоты их определяют как промежуточные. Промежуточные точки маркируют на местности и на них составляют абрисы с указанием расстояний до ближайших ориентиров. Урезы воды включают в ход как промежуточные точки.

Исходными пунктами при сгущении главной геодезической основы методом тригонометрического нивелирования служат пункты геометрического нивелирования, расположенные не реже чем через 5 станций. В горной местности допускается привязку к пунктам геометрического нивелирования не производить.

Расчет точности высот в полигонометрическом ходе в случае применения тригонометрического нивелирования можно выполнить исходя из следующих соображений.

Высота пункта по ходу вычисляется по высоте исходного пункта

$$H = H_{исх} + \sum_1^n h_{cp}, \quad (3.6)$$

где $h_{cp} = \frac{h_{np} + h_{об}}{2}$.

Среднеквадратическая ошибка высоты пункта до уравнивания

$$M_H^2 = M_{исх}^2 + m_{\Sigma h}^2 = \sum m_h^2. \quad (3.7)$$

Формула (3.7) выражает СКО высотного положения наиболее слабой точки хода.

Превышения вычисляют по формуле

$$h = Stgv + i - v + f. \quad (3.8)$$

Если пренебречь m_s , m_i , m_v , m_f , то СКО

$$m_h = \frac{Sm_v}{\rho}. \quad (3.9)$$

Формула (3.9) справедлива для малых углов наклона. Средняя квадратическая ошибка среднего превышения будет

$$m_{h_{cp}} = \frac{Sm_v}{\rho\sqrt{2}}. \quad (3.10)$$

Подставив выражение (3.10) в (3.7), получим

$$M_H = \frac{m_v}{\rho\sqrt{2}} \sqrt{\sum_1^n S^2}. \quad (3.11)$$

Обозначив $\sum_1^n S^2 = S_{cp}^2 n$; $S_{cp} n = L$ и подставив в (3.11), получим

$$M_H = \frac{m_v}{\rho\sqrt{2}} \sqrt{LS_{cp}}. \quad (3.12)$$

Средняя квадратическая ошибка высоты конечного пункта находится в прямой зависимости от точности угла наклона, длины хода и средней стороны хода.

4.3. Съёмочное обоснование и его точность

Съёмочное обоснование развивается от пунктов плановых и высотных ГГС и сетей сгущения.

На участках съёмки площадью до 1 км² съёмочное обоснование может развиваться в качестве самостоятельной опорной сети.

Плановое обоснование создают следующими методами:

1. Проложением теодолитных, тахеометрических и мензульных ходов.
2. Построением съёмочных триангуляционных сетей.
3. Определением пунктов из прямых, обратных и комбинированных засечек.

Высотные пункты съёмочного обоснования определяют:

1. Способом тригонометрического нивелирования.
2. Нивелированием горизонтальным лучом (нивелиром, теодолитом или кипрегелем, имеющим цилиндрический уровень при визирной трубе).

При проектировании съёмочных сетей исходят из того, что предельная ошибка положения пункта съёмочного обоснования после уравнивания относительно пунктов ГГС и ГСС не должна превышать 0,2 мм в масштабе

плана на открытой и застроенной территории и 0,3 мм в масштабе плана на местности, покрытой лесом и кустарником.

Средняя квадратическая ошибка высоты точки съёмочного обоснования не должна превышать $1/10$, а предельная – $1/5$ высоты сечения рельефа.

Пункты планового съёмочного обоснования закрепляются в основном временными знаками.

Число закрепленных пунктов при съёмке масштаба 1:5000 должно быть не менее 3 на планшет, а при съёмке в масштабе 1:2000 – не менее одного.

УЭ-5. Стереотопографическая съёмка

5.1. Понятие о стереотопографической съёмке

Применение этого метода съёмки основано на применении пар перекрывающихся снимков, их называют стереопарами. При этом съёмку контуров и рельефа осуществляют в камеральных условиях, используя для обработки снимков специальные приборы, позволяющие видеть при рассмотрении пары аэроснимков пространственную (стереоскопическую) модель местности и вести необходимые измерения с определенной точностью.

При стереотопографической съёмке применяют дифференцированный и универсальный методы.

Схема работы при составлении топографических карт (планов) дифференцированным методом следующая:

1. Построение геодезической основы.
2. Аэрофотосъёмка местности и фотолабораторные работы.
3. Плановая и высотная привязка аэрофотоснимков и дешифрирование.
4. Определение элементов ориентирования аэрофотоснимков; развитие плановых фототриангуляционных и высотных фотограмметрических работ.
5. Стереоскопическая рисовка рельефа.
6. Трансформирование отдельных аэрофотоснимков и составление фотоплана местности.
7. Вычерчивание и оформление оригинала карты (плана).

Как видно, при дифференцированном методе создания планов и карт все работы делятся на отдельные, не зависящие между собой операции, которые большей частью выполняются с помощью ряда фотограмметрических приборов. Основным фотограмметрическим прибором при работе этим методом является топографический стереометр, на котором по высотным точкам производят ориентирование аэрофотоснимков и рисовку рельефа. Часть высотных точек определяют в поле геодезическими методами, вторую часть получают путем фотограмметрического сгущения высот.

Сравнительная простота и малые габариты приборов, применяемых при этом методе, позволяют использовать их в экспедиционных условиях и для неспециализированных предприятий.

При универсальном методе с помощью сложного универсального прибора мультиплекса или стереометра по паре аэрофотоснимков получают модель местности, на которой один наблюдатель последовательно выполняет с помощью того же прибора все процессы создания по аэрофотоснимкам оригиналов планов и карт: взаимное и геодезическое ориентирование, фотограмметрическое сгущение опорных точек, рисовку рельефа и ситуации.

Достоинством этого метода является автоматизация построений и измерений.

5.2. Аэросъемка

Фотографирование местности при аэрофотосъемке производится с летательных аппаратов автоматическими аэрофотоаппаратами (АФА) со сменными объективами с различными фокусными расстояниями. Аэрофотосъемка выполняется параллельными маршрутами с перекрытием аэрофотоснимков в каждом маршруте и между маршрутами. Аэрофотосъемочные маршруты рассчитывают заранее и наносят на летные карты. Число маршрутов должно быть таким, чтобы вся местность была сфотографирована полностью. Направление маршрутов при аэрофотосъемке значительных площадей выбирают с запада на восток или с востока на запад.

При стереофототопографической съемке используют плановые аэрофотоснимки, которые получают при фотографировании местности аэрофотоаппаратом, оптическая ось которого находится в отвесном положении (максимальное отклонение до 3°).

Масштаб фотографирования местности $\frac{1}{m}$ зависит от фокусного расстояния f_k аэрофотокамеры и высоты H центра объектива прибора

$$\frac{1}{m} = \frac{f_k}{H}. \quad (3.13)$$

Используя формулу (3.13), можно определить высоту полета в зависимости от масштаба фотографирования и фокусного расстояния фотокамеры.

Вследствие изменения высоты полета и наклона летательного аппарата масштаб снимка нельзя считать постоянным, и чем дальше от центра снимка, тем искажения существеннее. Поэтому используют только среднюю часть аэрофотоснимка, так называемую рабочую площадь.

Аэрофотосъемку производят так, чтобы снимки перекрывались по маршруту (продольное перекрытие – p) и между соседними маршрутами (поперечное перекрытие – q). Продольное перекрытие необходимо для получения стереопар, а поперечное – для сплошного фотографирования снимаемой территории.

Величины перекрытий устанавливаются в зависимости от рельефа местности и масштаба съемки. Продольное перекрытие должно быть не менее 60 %, а поперечное – не менее 30 % от общей площади аэрофотоснимка. Для крупномасштабных съемок установлены продольные перекрытия 80 – 90 %, поперечные – 30 – 40 % от общей площади аэрофотоснимков. Необходимое перекрытие также рассчитывают по формулам

$$p = \left(60 + 40 \frac{\Delta h}{H_\phi} \right), \% ; \quad (3.14)$$

$$q = \left(30 + 70 \frac{\Delta h}{H_\phi} \right), \% , \quad (3.15)$$

где Δh – максимальное превышение точек местности над средним уровнем местности, которое можно вычислить по формуле

$$\Delta h = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{2}, \quad (3.16)$$

где H_{\max} и H_{\min} – наибольшая и наименьшая отметки поверхности земли участка работ, определяемые по карте; H_ϕ – высота фотографирования.

Для расчета числа маршрутов необходимо иметь:

1. Масштаб фотографирования.
2. Формат аэрофотоснимка.
3. Размеры территории фотографирования.
4. Размеры перекрытий.

Если ширина аэросъемочного участка D , км (рис. 3.2), то число маршрутов k будет

$$k = \frac{D}{D_y} + 1, \quad (3.17)$$

где D_y – расстояние между маршрутами на местности.

Один маршрут прибавляется для обеспечения съемкой южной и северной границ участка. D_y вычисляется по формуле

$$D_y = d_y m, \quad (3.18)$$

где d_y – расстояние между соседними маршрутами в масштабе съемки; m – знаменатель масштаба фотографирования;

$$d_y = \frac{l_y}{100} (100 - q, \%), \quad (3.19)$$

где l_y – сторона аэрофотоснимка, см; q – процент поперечного перекрытия.

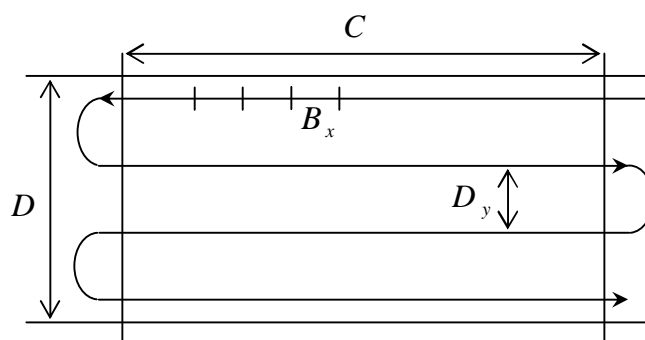


Рис. 3.2. Ширина аэросъемочного участка

С учетом (3.19) формула (3.18) будет

$$D_y = \frac{l_y m}{100} (100 - q, \%). \quad (3.20)$$

Число аэрофотоснимков в одном маршруте

$$n = \frac{L_x}{B_x} + 3, \quad (3.21)$$

где L_x – длина съемочного участка; B_x – длина базиса фотографирования.

Три аэрофотоснимка прибавлено для обеспечения восточной и западной границ участка съемки.

Базис фотографирования при аэрофотосъемке вычисляется как базис b на аэрофотоснимке (расстояние между центрами фотоснимков), умноженный на масштаб фотографирования (рис. 3.3), т.е.

$$B_x = bm. \quad (3.22)$$

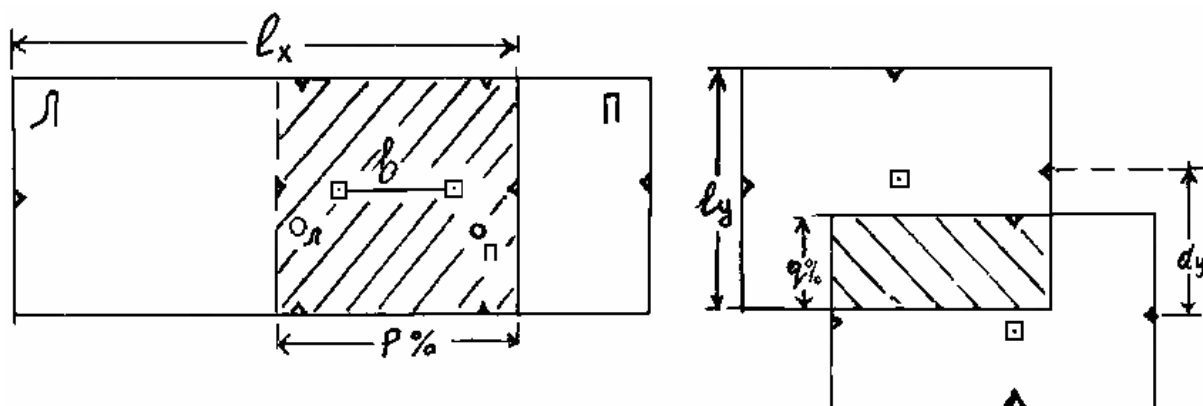


Рис. 3.3. Продольное и поперечное перекрытие

При заданном проценте продольного перекрытия

$$b = \frac{l_x}{100}(100 - p, \%). \quad (3.23)$$

С учетом (3.23) формула (3.22) будет

$$B_x = \frac{l_x m}{100}(100 - p, \%). \quad (3.24)$$

Число аэроснимков на снимаемый участок определится по формуле

$$N = nk. \quad (3.25)$$

5.3. Плановые и высотные опознаки, их проектирование и привязка

Чтобы изготовить фотоплан – общую одномасштабную фотографию местности в пределах рамки плана или карты по разномасштабным плановым снимкам, необходимо на каждом снимке устранить искажения и привести снимки к масштабу создаваемого плана – процесс трансформирования.

Для трансформирования аэрофотоснимка нужно иметь в пределах его рабочей площади четыре точки с известными координатами, расположенные примерно по углам.

Любая контурная точка, опознанная на аэрофотоснимке, координаты которой определены геодезическими методами, называется опорной точкой или плановым опознаком (ОП), а полевые работы по определению координат опознаков – привязкой аэрофотоснимков или полевой плановой подготовкой аэрофотоснимков.

Для снижения себестоимости полевых работ и повышения экономической эффективности производят не сплошную привязку, а так называемую разреженную, при которой определяются координаты двух – трех опознаков на маршруте, а плановое положение четырех трансформационных точек каждого снимка получают в камеральных условиях методами фототриангуляции, фотополигонометрии и построением сетей с помощью приборов универсального типа.

При создании планов в масштабах 1:5000 – 1:500 на участках протяженностью по маршрутам 160 – 200 см в масштабе создаваемого плана ОП располагаются по схеме (рис. 3.4).

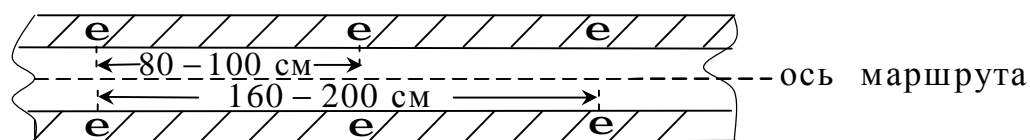


Рис. 3.4. Схема расположения плановых опознаков

Начало и конец каждого маршрута обеспечиваются двумя плановыми ОП, один из которых должен находиться за границей съемки.

В качестве ОП выбирают твердые контурные точки, положение которых можно определить на аэроснимке и отождествить на местности со СКО, не превышающей 0,1 мм в масштабе плана.

При отсутствии в районе работ естественных контуров, которые могли бы быть использованы в качестве ОП, создают на местности различные искусственные геометрические фигуры, которые должны четко изображаться на аэроснимке, т.е. маркируют точки расположения ОП на местности.

Для всех ОП находят высоты. Однако для рисовки рельефа недостаточно высот одних только ОП. Дополнительно создают сеть точек с известными высотами – высотные опознаки (ОВ). Густота их размещения зависит от масштаба и высоты сечения рельефа.

При полной высотной привязке ОВ располагают в углах каждой стереопары в зонах поперечного перекрытия. Кроме того, для контроля определяется пятая точка (рис. 3.5).

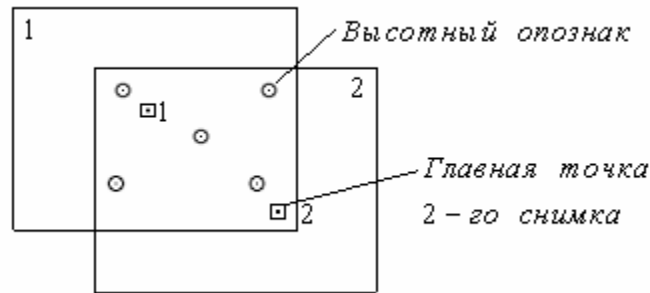


Рис. 3.5. Расположение ОВ

Нельзя ОВ выбирать на крутых склонах, в оврагах и т.д.

Ошибки опознавания точек на местности и отождествления их на снимке не должны превышать $1/10$ высоты сечения рельефа.

В случае маркировки форма, размер и цвет знака подбираются такими, чтобы они уверенно различались на аэрофотоснимке. Размеры маркировочных знаков на местности определяют с учетом масштаба фотографирования.

На каждый маркировочный знак составляют специальную карточку, в которой указывают местоположение замаркированной точки, что замаркировано, абрис, размеры и форму маркировочного знака, средство маркировки (рис. 3.6).

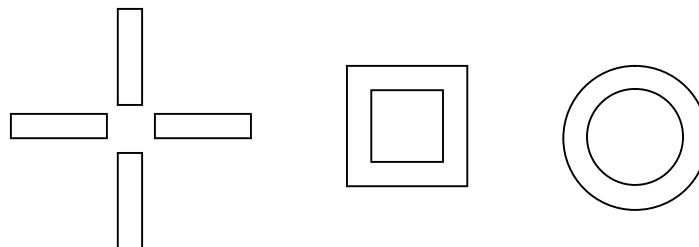


Рис. 3.6. Форма маркировки

Опознаки бывают долговременные и временные. Долговременные закрепляются не менее трех на трапецию масштаба 1:500, одной – на трапецию масштаба 1:2000.

5.4. Комбинированная съемка

При создании планов и карт крупных масштабов с высотой сечения рельефа 0,5 – 1,0 метр в районах с закрытой местностью стереоскопическая рисовка рельефа не может быть выполнена с необходимой точностью.

В этих случаях применяют комбинированный способ съемки, который включает:

1. Построение геодезической основы.
2. Аэрофотосъемку и фотолабораторные работы.
3. Планово-высотную привязку аэроснимков.
4. Фотограмметрическое сгущение опорной сети.
5. Трансформирование, изготовление фотопланов и их копий.
6. Создание высотного обоснования.
7. Полевую съемку рельефа на фотопланах.
8. Досъемку отсутствующих контуров.

УЭ-6. Основные принципы технического проектирования

6.1. Основные принципы технического проектирования планово-высотного геодезического обоснования

Технические проекты выполнения топографо-геодезических работ должны составляться в строгом соответствии с требованиями действующих инструкций. Если в инструкциях не приведены допуски на производство того или иного вида проектируемых работ, в техническом проекте должны быть выполнены соответствующие расчеты. Всякое отступление от требований действующих инструкций должно быть обосновано подробным и четким техническим расчетом.

При выполнении технических расчетов должны вычисляться значения средних квадратических ошибок определения положения наиболее ненадежных точек проектируемых геодезических построений, т.к. для средних квадратических ошибок всегда может быть вычислена доверительная вероятность, с которой ошибки измерений не могут выйти за пределы заданной величины доверительного интервала (интервала ошибок измерений).

Проектирование сложных сетей планово-высотного геодезического обоснования должно начинаться от самой низкой по точности ступени и заканчиваться самой высокой (по принципу «снизу вверх»). Выполнение работ должно производиться от самой высокой по точности ступени до самой низкой (по принципу «сверху вниз»). Плотность и расположение пунктов каждой высшей ступени геодезического обоснования должны обеспечивать надежное развитие сетей каждой низшей ступени.

Положение наиболее слабых по точности определения точек в геодезической сети должно выявляться путем анализа сети и соответствующих расчетов. Самые слабые по точности определения точки после уравнивания геодезической сети могут иметь ошибки, равные предельно допустимым. Предельные ошибки геодезических построений могут быть в два раза больше средних квадратических ошибок; значения средних ошибок должны составлять 0,8 от значений средних квадратических. Невязки отдельных ходов геодезической сети могут быть вдвое больше предельно допустимых ошибок, полученных после уравнивания сети.

Для оценки точности измеренных величин после их совместного уравнивания при составлении технических проектов необходимо пользоваться теоремой способа наименьших квадратов о среднем отношении весов: в геодезической сети в среднем вес окончательного (уровненного) значения измеренной величины P относится к весу ее измеренного значения p , как число всех измеренных величин n относится к числу необходимых величин k ($k = n - r$, где r – число условий).

При уравнивании посредством измерений

$$\frac{P}{p} = \frac{n}{k}; \quad (3.26)$$

$$M = \mu \sqrt{\frac{k}{n}}. \quad (3.27)$$

При уравнивании величин, связанных условием

$$\frac{P}{p} = \frac{n}{n-r}, \quad (3.28)$$

$$M = \mu \sqrt{\frac{n-r}{n}}. \quad (3.29)$$

Чтобы ошибки исходных пунктов оказывали малозаметное влияние на искажение измеренных элементов при уравнивании невязок в геодезической сети, точность этих пунктов должна быть, по крайней мере, в 2,0 – 2,5 раза выше точности опирающихся на них ходов. Этот принцип должен соблюдаться при проектировании всех ступеней сложных геодезических сетей и учитываться при анализе точности исходных пунктов.

Измерения должны планироваться так, чтобы основная часть систематических ошибок исключалась из результатов при их выполнении, а случайные ошибки укладывались в пределы требуемых допусков либо были пренебрегаемо малыми.

6.2. Требования к точности планово-высотного съемочного обоснования

Средние ошибки v положения точек планового съемочного обоснования относительно ближайших пунктов геодезической основы не должны превышать 0,1 мм на создаваемой карте (плане)

$$v = 0,1 \text{ мм} \cdot M_k, \quad (3.30)$$

где M_k – знаменатель масштаба карты (плана).

Предельные ошибки этих точек $\Delta_{пред.}$ не должны превышать удвоенных значений средних ошибок и количество их не должно быть более 10 % от общего числа контрольных измерений

$$\Delta_{пред.} = 2v. \quad (3.31)$$

Предельные ошибки определения плановых координат точек $\Delta_{x,y пред.}$ не должны быть более

$$\Delta_{x,y пред.} = \frac{\Delta_{пред.}}{\sqrt{2}} = v\sqrt{2} = 1,4v. \quad (3.32)$$

Предельные расхождения координат $f_{x,y}$, полученных для данной точки из двух определений, не должны превышать

$$f_{x,y} = \Delta_{x,y пред.} \cdot \sqrt{2} = 2v. \quad (3.33)$$

В связи с вышеприведенными требованиями необходимая точность окончательного результата обеспечивается основной комбинацией направлений однократной засечки. Если с избыточным направлением (необходимым для контроля) можно составить другую благоприятную комбинацию направлений и окончательным считать средний результат, предельные погрешности определения плановых координат для каждой из комбинаций направлений и предельные расхождения координат точки из двух определений могут быть увеличены в $\sqrt{2}$ раз.

Средние ошибки отметок точек высотного съемочного обоснования относительно ближайших пунктов геодезической основы не должны превышать 0,1 высоты сечения рельефа на создаваемой карте (плане).

Предельные ошибки определения высот точек съемочного обоснования не должны превышать удвоенных значений средних ошибок и количество их не должно быть больше 10 % от общего числа контрольных измерений.

6.3. Создание планово-высотного съемочного обоснования

Съемочное обоснование создают проложением основных и съемочных ходов.

В зависимости от высоты сечения рельефа высотные ходы могут прокладываться следующими методами:

1. Техническое нивелирование.
2. Ходы нивелирования горизонтальным лучом кипрегеля или теодолитом.
3. Мензульные и тахеометрические ходы.

При проектировании высотных ходов учитывают следующие условия:

1. Ходы должны опираться на реперы и марки государственной нивелирной сети [24].
2. Прокладываются отдельные ходы, сети с узловыми точками, замкнутые полигоны.
3. Точки ходов должны равномерно распределяться по всей площади.
4. Для проложения ходов должны выбираться направления, удобные для измерений.

Плановыми опорными точками могут служить четко опознаваемые точки местности или точки, которые могут быть определены следующими способами:

1. Обратной засечкой с двух ближайших опознанных точек с контролем на третью удаленную точку.
2. Обратной засечкой с ближайшей опознанной на местности точки и измерением до нее расстояния с контролем по удаленному пункту.
3. Линейной засечкой с измерением на местности расстояний по рейке от двух ближайших контурных точек с контролем по удаленному пункту.
4. Линейной засечкой от трех ближайших опознанных точек.
5. Решением задачи Потенота способом приближений с использованием ближайших опознанных контурных точек с контролем по удаленному пункту.

Предельные длины и невязки ходов определяются инструкциями и руководящими документами.

6.4. Проектирование геодезических сетей в CREDO_DAT

Качественное производство геодезических работ, создание и реконструкция опорных сетей закладываются на стадии проектирования топографо-геодезических работ. Аппарат проектирования геодезических сетей CREDO основан на следующих положениях.

Оценка точности положения проектируемой сети основывается на значениях элементов ковариационной матрицы $Q = (A^T P A)^{-1}$. Для формирования весовой матрицы P используются средние квадратические ошибки, назначаемые пользователем для соответствующих классов (групп) и методов измерений. Для формирования коэффициентов матрицы A используются приближенные координаты проектируемых пунктов и назначаемые линейные и/или угловые измерения.

Для оперативности процесса, быстрой проверки вариантов и наглядности оценки проекта при проектировании дополнительно используется механизм формирования и отображения эллипсов ошибок планового положения пунктов. Для оценки высотного положения на плане отображаются так называемые «окружности ошибок».

В CREDO_DAT 3.0 реализована оригинальная технология проектирования опорных сетей, позволяющая выбрать конфигурацию сети и точность измерений, оптимальные для требуемой точности определения координат пунктов обоснования. Технология основана на широком применении возможностей интерактивного ввода и редактирования данных с использованием картографических материалов в виде растровых подложек.

Процесс проектирования опорной сети включает следующие этапы:

1. Подготовка растровой подложки – сканирование необходимых картографических материалов, трансформация и топографическая привязка. Этап опускается, если при проектировании не предусматривается использование картографических материалов.

2. Ввод пунктов проектируемой сети. При использовании растровой подложки положение исходных и определяемых пунктов указывается непосредственно на плане в предполагаемых местах их расположения. Если растр не используется, приближенные координаты пунктов вводятся с клавиатуры вручную, однако интерактивная процедура ввода по растру настолько удобна, что последний вариант рекомендуется как крайний случай.

3. Формирование минимально необходимых для определения сети линейных и (или) угловых измерений на базе введенных пунктов. При этом значения измерений могут быть любыми – важен лишь сам факт их определения для данной пары пунктов.

4. Предварительная обработка и уравнивание сети, в результате чего формируются вектора измерений и ковариационные матрицы.

5. Процесс итеративной оптимизации сети, в котором можно:

- добавить любое измерение линии или направления;
- изменить точность любого класса (группы) измерений;
- временно отключить измерение, пункт со всеми измерениями на нем и на него, ход (если в построении есть элементы в виде звеньев хода);
- изменить баланс весов угловых и линейных измерений.

Обычные наземные плановые и (или) высотные измерения можно дополнять спутниковыми определениями. Мгновенная оценка выбранной конфигурации сети и назначенных измерений наглядно представляется на экране и документируется. Таким образом, система CREDO_DAT предоставляет возможность выработать оптимальный проект сети обоснования, подобрать необходимую точность измерений, то есть обеспечить эффективность и экономичность работ по созданию опорных сетей различных классов, межевых сетей, наблюдений за плановыми или высотными деформациями.

Рассмотрим подробнее порядок действий при проектировании сети.

Необходимо отсканировать исходный картографический материал, при необходимости привязать и сшить его в программе Ttransform 2.0. Далее проект Ttransform сохраняется, затем этот проект (файл с расширением TMD) подгружается в систему CREDO_DAT 3.0. Для этого в меню выбирается **Данные/Растровая подложка**, в раскрывшемся окне **Растровые подложки**, при помощи кнопки **Обзор** – сохраненный проект Ttransform. Затем, ориентируясь по подложке, наносятся исходные пункты, им присваивается статус **Исходные** пункты. Далее вводятся в предполагаемых местах закладки определяемые пункты. Этим пунктам присваиваем статус **Предварительные**. Затем необходимо заполнить таблицы **Измерения** или **Теодолитные ходы**. При заполнении таблицы **Измерения** необходимо включить переключатель **ПВО**. Данные по проектируемым линейным, угловым измерениям в таблицах отмечаются любыми значениями (обычно 1м или 1°). После заполнения данных в таблицах необходимо установить предполагаемый класс точности сети (по умолчанию в программе установ-

ливаются класс точности 1-й разряд). Класс точности устанавливается для каждой станции или для каждого теодолитного хода. Соответствующие выбираемому классу (разряду) средние квадратические ошибки проектируемых измерений можно уточнить в **Свойства проекта / Точность**. Далее в меню выбирается **Расчеты/Уравнивание**, команда **Настройка** и в раскрывшемся окне **Настройка уравнивания**, в группе **Уравнивание** устанавливается опция **Проект**. Установка данной опции позволит по имеющимся координатам пунктов вычислить расстояния и углы в сети и по СКО выбранного класса (разряда) рассчитать оценку точности положения пунктов. На этом этап подготовки данных для проектирования сети завершен. Далее выполняется предобработка данных (меню **Расчеты/Предобработка**, команда **Расчет**). В результате выполнения этой команды на экране монитора появится отображение установленных связей планового геодезического обоснования между пунктами.

Выбирается в меню команда **Расчеты/Уравнивание**, команда **Расчет**. При выполнении этой команды будет выполнена оценка точности положения пунктов в соответствии с установленными параметрами точности сети. Эллипсы ошибок положений пунктов отобразятся на экране. Ведомость оценки точности положения пунктов можно открыть, выбрав в меню **Ведомости** команду **Ведомость оценки точности положения пунктов**. В этой ведомости приведены среднеквадратические ошибки положения определяемых пунктов и характеристики эллипсов ошибок. Если результаты, приведенные в ведомости оценки точности положения пунктов, вас не устраивают, то необходимо изменить класс сети и вновь выполнить предобработку и уравнивание сети. Выполнение предобработки после каждого изменения в программе является обязательным условием. Ведомость оценки точности положения пунктов можно вывести на печать или сохранить в формате RTF.

Модуль R. Резюме (обобщение)

Современные геодезические технологии базируются на использовании электронных геодезических приборов и программного обеспечения для обработки результатов измерений [25].

Электронные приборы можно разделить на четыре основные группы:

- геодезическое GPS-оборудование;
- электронные тахеометры;
- цифровые нивелиры;
- лазерные сканеры.

Каждая из вышеперечисленных групп имеет свою определенную оптимальную область применения. Конечно, эти области могут частично пересекаться.

Замена одного прибора другим не приведет к увеличению производительности, сокращению числа работающих, снижению затрат.

Несмотря на то, что стоимость камеральных работ обычно составляет 20 – 40 % от сметной стоимости объекта, важность этого этапа намного выше. Ведь собственно результаты полевых измерений любым геодезическим прибором, оптическим или электронным, российским или импортным – полуфабрикат и представляют интерес только для исполнителя.

Если топографический план местности создается вручную с помощью тахеографа и карандаша, то выполнять полевые работы современным электронным тахеометром с автоматической регистрацией данных безусловно приятно.

Но ведь сам по себе план местности тоже полуфабрикат. Информация о местности, представленная на плане, обычно используется следующим подразделением, например, при проектировании инженерных сооружений. В начале XXI века проектировать вручную недопустимо и практически все проектные институты используют для этого то или иное программное обеспечение. Программы обработки геодезических данных не предназначаются для собственно проектирования, но они обязаны представить необходимые для этого исходные данные в требуемом формате. В свою очередь, созданные проекты нуждаются в выносе в натуру, который снова выполняется геодезистом.

Дело в том, что современное программное обеспечение, предоставляя широкие возможности автоматизации процесса создания моделей местности, формулирует и особые требования к приборам.

Точность современных электронных приборов, выпускающихся разными фирмами, за редкими исключениями одинакова. Однако возможности приборов в части регистрации данных разные, и с прибором одного производителя кодировать объекты в поле проще, чем с прибором другого. Поэтому выбирая прибор следует подумать о его совместимости с тем или иным программным обеспечением.

Можно классифицировать широкий спектр геодезических приборов с точки зрения эффективности их использования в автоматизированных технологиях. Необходимыми условиями для этого являются наличие устройства регистрации результатов измерений и возможность обмена данными со стационарными компьютерными системами.

Сформулированным требованиям отвечают следующие классы приборов.

Спутниковые геодезические системы. Чрезвычайно эффективны при наличии хороших условий приема спутниковых сигналов. К сожалению, не универсальны. Гарантировать надежную работу, например, в застроенных или застроенных районах невозможно. Не всегда обеспечивают требуемую точность определения высот, что становится критическим для некоторых (относительно немногих) видов работ.

Электронные тахеометры. Универсальные высокопроизводительные приборы, позволяющие решать практически любые задачи геодезии. Исключение, пожалуй, может составить лишь прецизионное нивелирование.

Цифровые прецизионные нивелиры. Обеспечивают высокую точность определения высот. Могут использоваться в тех случаях, когда точность определения высот спутниковыми системами и электронными тахеометрами недостаточна. Объем таких работ относительно невысок, поэтому и приборов требуется немного.

Наиболее универсальными являются, безусловно, **электронные тахеометры**. При всей привлекательности спутниковых систем они не могут гарантированно работать во всех случаях из-за необходимости «видеть чистое небо».

В последнее время отчетливо прослеживается тенденция развития электронных тахеометров – от «обычных» приборов к роботизированным станциям. Прибор снабжается сервоприводами, модулем наведения на визуальную цель и радиокommunikационным устройством. С их помощью он автоматически наводится на наблюдаемую точку, а все команды оператор подает с пульта дистанционного управления. Сегодня геодезист может

выйти в поле один без рабочего, провести геодезическую съемку без полевых журналов и, сбросив информацию на компьютер, получить карту. Кроме того, геодезист способен ввести в тахеометр программу, позволяющую решить любую узкоспециальную задачу и получить результат. Современный тахеометр позволяет сделать планово-высотное обоснование, съемку, обмеры, но не может произвести высокоточного нивелирования. Тахеометры предоставляют огромные функциональные возможности, вследствие чего резко сократилась камеральная обработка. Но тахеометр по-прежнему не способен решить всех геодезических задач и не избавляет от необходимости приобретения других геодезических приборов.

Сегодня успешно применяют новую технологию цифровой топографической съемки, основанную на сборе пространственной информации с использованием спутниковых геодезических систем реального времени и электронных тахеометров. Цифровой план со связанной с ним базой данных создается непосредственно в поле. В поле спутниковыми методами в реальном масштабе времени (Real Time Kinematic – RTK) с точностью 2–3 см определяются плановые и высотные координаты пикетов. Для досъемки участков, где спутниковые методы неэффективны, используется электронный тахеометр.

При сборе данных о местности спутниковым приемником и электронным тахеометром, помимо автоматически вычисляемых координат, в контроллере (накопителе информации) сохраняют описание пикетов (номер, код объекта, которому принадлежит пикет, сведения о последовательности соединения его с другими пикетами и т.д.). После переноса результатов съемки в память компьютера автоматически производится рисовка топографического плана, составление связанной с ним базы данных, а при необходимости исполнитель, дополнив или откорректировав эти данные, может использовать их в ГИС конечного пользователя. Переносить данные измерений в компьютер, обрабатывать и редактировать полученную информацию можно непосредственно в поле, что повышает достоверность результатов съемки и исключает досъемку отдельных элементов местности.

Модуль К. Контроль

Изучение курса «Геодезия» завершается проведением итогового контроля в форме экзамена с учетом результатов текущего, промежуточного и итогового контроля по каждому модулю. Студенты, не прошедшие все виды контроля хотя бы по одному модулю, к итоговому контролю по курсу не допускаются.

Проведение итогового контроля по модулю предполагается с использованием метода тестирования в сочетании с традиционными методами контроля (ответы на вопросы, решение задач). Задания будут подбираться так, чтобы выявить уровни усвоения знаний: узнавание, воспроизведение, умение решать определенный класс задач, творческий уровень.

Первоначально студентам предлагается тест на первый уровень усвоения знаний (приобретение обучаемым знаний-знакомств, с помощью которых он способен узнавать то или иное явление в ряду ему подобных).

Затем для выявления второго уровня усвоения материала (воспроизведение, которому соответствуют такие знания, с помощью которых обучаемый может воспроизводить учебную информацию по памяти) необходимо будет дать подробный ответ на предложенный теоретический вопрос.

На третьем уровне проверяются приобретенные студентом способности решать типовые задачи, используя для этого усвоенные им в процессе обучения способы их решения. Это продуктивная деятельность. Каждому студенту будет предложено решить три задачи.

Четвертый уровень характеризуется способностью обучаемого творчески использовать полученные знания, навыки в новых, нетипичных ситуациях, создавая оригинальные способы и подходы к их разрешению.

Первый уровень (узнавание)

Тест по дисциплине «Геодезия»

Задания открытой формы (дать ответ)
1. Государственная геодезическая сеть – это
2. Основные принципы построения государственных геодезических сетей:.....
3. Полигонометрия – это
4. Геодезической основой для топографической съемки является.....
5. Государственная нивелирная сеть – это
6. Под топографической съемкой понимают
7. Топографический план – это

8. Порядок наблюдений на станции нивелирного хода III класса следующий:.....
9. Топографическая съемка может быть выполнена следующими способами:.....
10. Грунтовый репер – это
11. Координаты точек съемочного обоснования могут быть определены следующими способами:.....
12. Комбинированная съемка – это
13. При топографической съемке используют способы:
Задание закрытой формы (выбрать один правильный ответ)
1. Какое требование предъявляется к высоте визирного луча над земной поверхностью при нивелировании III класса: а) 0,2 м; б) 0,3 м; в) 0,5 м.
2. Плотность пунктов плановой государственной геодезической сети для обеспечения съемки М 1:5000 должна быть: а) 1 пункт на 50 – 60 км ² ; б) 1 пункт на 20 – 30 км ² ; в) 1 пункт на 15 – 20 км ² .
3. Средняя квадратическая погрешность положения любого пункта плановой геодезической сети может быть определена по формуле: а) $M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}$; б) $M = \sqrt{2m_x + 2m_y}$; в) $M = m_x + m_y$.
4. По мере приближения местоположения линии к осевому меридиану ее относительное искажение будет: а) увеличиваться пропорционально расстоянию от осевого меридиана; б) уменьшаться пропорционально расстоянию от осевого меридиана; в) увеличиваться пропорционально квадрату расстояния от осевого меридиана; г) уменьшаться пропорционально квадрату расстояния от осевого меридиана.
5. По какой формуле подсчитывают предельную невязку в сумме превышений нивелирных ходов IV класса: а) $(10 \sqrt{L})$ мм; б) $(20 \sqrt{L})$ мм; в) $(30 \sqrt{L})$ мм; г) $(50 \sqrt{L})$ мм.
6. Предельная длина отдельного полигонометрического хода 4 класса равна: а) 10 км; б) 15 км; в) 20 км.

<p>7. Относительная погрешность полигонометрического хода 1 разряда не более:</p> <p>а) 1/25000; б) 1/20000; в) 1/10000; г) 1/5000; д) 1/2000.</p>
<p>8. Предельный периметр полигона в полигонометрии 4 класса:</p> <p>а) 40 км; б) 30 км; в) 15 км; г) 9 км.</p>
<p>9. Число приемов в полигонометрии зависит от:</p> <p>а) типа применяемого прибора; б) класса (разряда) полигонометрии; в) класса (разряда) полигонометрии и типа прибора.</p>
<p>10. Расхождения между значениями измеренного и исходного углов на примычном пункте в полигонометрии 4 класса не должны превышать:</p> <p>а) 5"; б) 6"; в) 10".</p>
<p>11. При построении полигонометрических сетей 4 класса расстояние между параллельными ходами должно быть не более:</p> <p>а) 1,5 км; б) 2,0 км; в) 2,5 км; г) 3,0 км.</p>
<p>Задание на установление правильной последовательности</p>
<p>1. Укажите верную последовательность действий при выполнении уравнивания одиночного нивелирного хода III класса:</p> <ul style="list-style-type: none"> – подсчитать по прямому и обратному ходу среднее превышение; – произвести оценку точности; – вычислить сумму средних превышений; – подсчитать невязку; – вычислить уравненные значения превышений; – найти поправки в превышения.
<p>2. Расположите в правильной последовательности работы на станции при нивелировании III класса:</p> <ul style="list-style-type: none"> – снятие отсчетов по черной стороне передней рейки; – снятие отсчетов по черной стороне задней рейки; – приведение прибора в рабочее положение; – снятие отсчетов по красной стороне задней рейки; – снятие отсчетов по красной стороне передней рейки; – выполнение контрольных вычислений.

Второй уровень (воспроизведение)

Вопросы для экзамена

1. Сущность геометрического нивелирования.
2. Поверки и исследования точных теодолитов.
3. Уравнивание превышений в нивелирной сети способом эквивалентной замены.
4. Средняя квадратическая ошибка положения конечной точки изогнутого полигонометрического хода.
5. Вычисление длин параллактических звеньев. Звено ромбической формы.
6. Нивелирные рейки. Поверки и исследования.
7. Оценка точности при уравнивании нивелирной сети способом полигонов В.В. Попова.
8. Основные положения и принципы развития плановых геодезических сетей. Новые методы построения геодезических сетей.
9. Полигонометрия. Организация работ. Составление проекта.
10. Классификация нивелиров и требования, предъявляемые к ним.
11. Источники ошибок при геометрическом нивелировании и меры по ослаблению их влияния.
12. Устройство нивелиров НЗ, НЗК и их модификаций.
13. Организация работ при нивелировании III и IV классов.
14. Технология геометрического нивелирования III класса.
15. Вычисление длин параллактических звеньев. Звено ромбической формы с несимметричным базисом.
16. Требования, предъявляемые к полигонометрии сгущения 4 класса, 1 и 2 разрядов.
17. Исследование точности совмещения штрихов горизонтального круга теодолита ЗТ2К.
18. Цифровые нивелиры.
19. Предварительные вычисления при выполнении геометрического нивелирования III класса.
20. Светодалномер 2СТ-10. Поверки и исследования.
21. Продольная и поперечная погрешности полигонометрического хода.

22. Средняя квадратическая погрешность положения конечной точки изогнутого полигонометрического хода (углы предварительно не исправлены).
23. Способы измерения углов в полигонометрии.
24. Журнал нивелирования III класса и его обработка.
25. Поверки оптического центра, вмонтированного в алидадную часть теодолита.
26. Критерии степени изогнутости полигонометрического хода.
27. Влияние наклона оси вращения трубы теодолита на точность измерения горизонтального угла.
28. Поверка правильности нанесения дециметровых делений шкал рейки.
29. Поверка оптического центра, вмонтированного в подставку.
30. Устройство теодолита 3Т2К.
31. Нивелирование III и IV классов через препятствия шириной до 200 метров и более 200 метров.
32. Проведение измерений светодальномером 2СТ-10.
33. Исследование рена шкалового микроскопа точных теодолитов.
34. Уравнивание одиночного нивелирного хода.
35. Контрольное определение длины метровых интервалов реек.
36. Определение коэффициента дальномера и асимметрии нитей при исследовании нивелиров.
37. Техника безопасности и охрана труда при полевых работах полигонометрии.
38. Устройство светодальномера и принцип действия.
39. Исследование нивелира с компенсатором.
40. Общие сведения о геодезических сетях.
41. Основные положения и принципы развития геодезических сетей.
42. Источники ошибок при измерении углов.
43. Поверки и исследование точных теодолитов.
44. Действие линейных ошибок измерений в полигонометрии.
45. Действие угловых ошибок в полигонометрии.
46. Ослабление влияния угловых и линейных ошибок.
47. Современные светодальномеры и их поверки.
48. Электронные тахеометры.
49. Значение и виды привязок.

50. Передача координат с недоступного пункта.
51. Прямая однократная засечка (постановка задачи).
52. Прямая многократная засечка.
53. Обратная однократная засечка.
54. Обратная многократная засечка.
55. Уравнительные вычисления (постановка задачи).
56. Уравнивание полигонометрических ходов вытянутой формы.
57. Уравнивание полигонометрических ходов коррелятным способом.
58. Раздельное уравнивание полигонометрических сетей методом последовательных приближений.
59. Раздельное уравнивание полигонометрических сетей.
60. Применение топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500.
61. Требования к точности топографических планов.
62. Требования к топографическим планам.
63. Способы топографических съемок.
64. Геодезическая основа крупномасштабных съемок.
65. Содержание топографических планов.
66. Современные новые методы производства топографической съемки.
67. Проекция, системы координат и высот, разграфка и номенклатура топографических планов.
68. Понятие о стереографической съемке.
69. Аэросъемка.
70. Комбинированная съемка.
71. Съемочное обоснование и его точность.
72. Методы сгущения высотного и планового обоснования крупномасштабных топографических съемок.
73. Расчет точности полигонометрического хода.
74. Методы сгущения высотного геодезического обоснования.
75. Плановые и высотные опознаки, их проектирование и привязка.
76. Цифровая модель местности.
77. Программный комплекс CREDO.
78. Лазерное сканирование местности.

Третий уровень (продуктивный)

I.

1. Определить исправленное превышение по ходу нивелирования III класса, если измеренное превышение по этому ходу равно +42,152 м, а средняя длина метра пары реек оказалась равной 1,00018 м.

2. Вычислить длину линии, измеренной параллактическим звеном ромбической формы с симметричным базисом, если $b = 48,0086$; $\varphi_1 = 6^\circ 47' 17,2''$; $\varphi_2 = 7^\circ 38' 10,2''$.

3. Определить исправленный отсчет по рейке b_2' для юстировки НЗ по результатам нивелирования методом «из середины», если $a_1 = 0788$ мм; $a_2 = 1155$ мм; $b_1 = 1125$ мм; $b_2 = 1507$ мм.

II.

1. Определить M_z теодолита ТБ-1.

2. Определить коэффициент дальномера нивелира 2НЗКЛ.

3. Определить коллимационную ошибку теодолита ЗТ2КП.

III.

1. Определить погрешность превышения за наклон рейки в $10'$ и при отсчете 1000.

2. Определить ошибку центрирования, если линейный элемент $e_1 = 10$ мм, угловой элемент $\theta = 270^\circ$ и $S = 200$ м.

3. Рассчитать количество маршрутов и число аэроснимков, необходимых для стереотопографической съемки на трапецию К-37-100-В в-4, если поперечное перекрытие $q = 30\%$, продольное перекрытие $p = 80\%$, масштаб съемки 1:30000, размер аэроснимка 23x23 см.

Четвертый уровень (трансформация)

1. Рассчитать точность определения высотного положения опознака ОВ для аэрофотоснимка в зависимости от масштаба фотографирования, высоты сечения рельефа, характера участка местности и технических характеристик фотоаппарата.

2. Рассчитать точность определения контрольных линейных промеров для съемки масштаба 1:500.

3. Рассчитать точность приборов для проложения полигонометрического хода 1 разряда.

ЛИТЕРАТУРА

1. Маслов, А. В. Геодезия / А. В. Маслов, А. В. Гордеев, Ю. Г. Батраков. – М. : Недра, 1993. – 480 с.
2. Селиханович, В. Г. Геодезия. Ч. 2 / В. Г. Селиханович. – М. : Недра, 1981. – 535 с.
3. Селиханович, В. Г. Практикум по геодезии / В. Г. Селиханович, В. П. Козлов, Г. П. Логинов. – М. : Недра, 1978. – 382 с.
4. Инструкция по полигонометрии и трилатерации. – М. : Недра, 1976. – 105 с.
5. Инструкция по нивелированию I, II, III, IV классов. – М. : Недра, 1990. – 167 с.
6. Инструкция по топографическим съемкам масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500. ГКИНП-02-033-82. – М. : Недра, 1982. – 160 с.
7. Куштин, И. Ф. Геодезия : учеб.-практ. пособие / И. Ф. Куштин. – М. : Изд-во ПРИОР, 2001. – 448 с.
8. Геодезия. Топографические съемки : справ. пособие / под ред. В. П. Савиных и В. Р. Ященко. – М. : Недра, 1991.
9. Большаков, В. Д. Городская полигонометрия (уравнивание и основы проектирования) / В. Д. Большаков, Ю. И. Маркузе. – М. : Недра, 1979.
10. Геодезия. Топографические съемки : справ. пособие / под ред. В. П. Савиных и В. Р. Ященко. – М. : Недра, 1991.
11. Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь. Основные положения. – Минск : Белстандарт, 2005.
12. О государственной системе координат, высот, гравиметрических измерений и масштабном ряде топографических карт и планов на территории Республики Беларусь : постановление Совета Министров Республики Беларусь от 12 июля 1999 г. № 1065 // Земельные отношения в Республике Беларусь : сб. норм. правовых актов / сост. А. А. Гаев и др. – Минск : Белорусская наука, 2003. – С. 332.
13. Мкртычян В.В. Спутниковые системы позиционирования: основные принципы и возможности // Земля Беларусь. – 2004. – №2. – С. 20 – 23.
14. Захаров, А. И. Геодезические приборы : справ / А. И. Захаров. – М. : Недра, 1989.
15. Справочник геодезиста. 2 кн. / под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. – М. : Недра, 1985. – 440 с.
16. Яковлев, В. В. Практикум по лазерным светодальномерам и электронным тахеометрам / В. В. Яковлев, Г. А. Науменко. – Ростов-на-Дону : Рост. гос. строит. ун-т, 2003.
17. Ямбаев, Х. К. Специальные геодезические приборы для инженерно-геодезических работ / Х. К. Ямбаев. – М. : Недра, 1990.

18. Инструкция по проведению технологической поверки геодезических приборов. – М. : Недра, 1999.
19. Журнал «Геодезия и картография».
20. Будо, Ю. П. Методические указания по работе с электронными тахеометрами 3Та5, ТС 800 (ТС 600) / Ю. П. Будо, И. П. Шевелев. – Новополоцк : УО «ПГУ», 2004.
21. Условные знаки для топографических планов. – М. : Недра, 1987.
22. Авдеев, Б. Я. Основы метрологии и электрические измерения / Б. Я. Авдеев, Е. М. Антонюк, Е. М. Душин. – Л. : Энергоатомиздат, 1987.
23. Руководство по эксплуатации электронного тахеометра Trimble 3300, 2004.
24. Положение об охране геодезических пунктов на территории Республики Беларусь: утв. постановлением Кабинета Министров Республики Беларусь от 11 января 1996 г. №25 // Земельные отношения в Республике Беларусь : сб. норм. правовых актов / сост. А. А. Гаев и др. – Минск : Белорусская наука, 2003. – С. 253 – 254.
25. Картавенков, И. Г. Справочное пособие по применению новых методов и геодезических приборов в кадастровых работах / И. Г. Картавенков. – Минск : Госкомзем.
26. Чураков, С. М. Методические указания к геодезической практике по поверкам и исследованию точных нивелиров и реек / С. М. Чураков. – Новополоцк : ПГУ, 1999.
27. Дегтярев, А. М. Методические указания к геодезической практике студентов 2 курса. Раздел «Уравнивание нивелирной сети» / А. М. Дегтярев. – Новополоцк : ПГУ, 2001.
28. Основные положения по созданию топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500. – М. : Недра, 1970.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	3
Учебно-методические материалы по дисциплине	6
Модуль 1. Нивелирование III и IV классов	8
Геометрическое нивелирование	10
УЭ-1. Сущность геометрического нивелирования	10
УЭ-2. Приборы, применяемые при нивелировании III и IV класса	14
2.1. Классификация нивелиров и требования, предъявляемые к ним	14
2.2. Устройство нивелиров Н-3, НЗК	16
2.3. Поверки и исследования нивелиров	16
2.4. Нивелирные рейки. Поверки и исследования реек	23
УЭ-3. Организация и производство работ по нивелированию III и IV классов	24
3.1. Нивелирование. Общая часть	24
3.2. Организация работ	28
3.3. Полевые работы по нивелированию III класса	28
3.4. Порядок работы на станции	32
3.5. Полевые работы по нивелированию IV класса	34
3.6. Особые случаи нивелирования	35
УЭ-4. Источники ошибок нивелирования и меры борьбы по ослаблению их влияния ..	36
4.1. Систематические ошибки	36
4.2. Случайные ошибки	38
УЭ-5. Уравнительные вычисления нивелировок	39
5.1. Общие положения и предварительные вычисления	39
5.2. Оценка качества нивелирования	40
5.3. Составление схемы нивелирной сети	41
5.4. Уравнивание одиночного нивелирного хода	41
5.5. Уравнивание нивелирной сети способом полигонов В.В. Попова	43
5.6. Уравнивание нивелирной сети с одной узловой точкой	50
5.7. Уравнивание нивелирной сети способом эквивалентной замены	53
5.8. Уравнивание нивелирной сети способом последовательных приближений	56
УЭ-Л. Лабораторные работы	58
Л.1. Поверки нивелиров и реек, их исследование	58
Л.2. Уравнивание одиночного нивелирного хода III класса	59
Л.3. Уравнивание нивелирной сети III или IV класса способом полигонов	60
Л.4. Уравнивание нивелирной сети III или IV класса способом эквивалентной замены	61
Л.5. Уравнивание нивелирной сети III или IV класса способом приближений	62
Модуль 2. Полигонометрия	64
Геодезические сети	66
УЭ-1. Общие сведения о геодезической сети	66
1.1. Государственная геодезическая сеть	68
1.2. Государственная геодезическая сеть Республики Беларусь	72

1.3. Реконструкция городских геодезических сетей.....	78
УЭ-2. Полигонометрия 4 класса, 1 и 2 разрядов.....	82
2.1. Основные показатели полигонометрии.....	84
2.2. Действие ошибок измерений в полигонометрии.....	85
2.3. Продольные и поперечные ошибки полигонометрического хода.....	88
2.4. Средняя квадратическая ошибка положения конечной точки полигонометрического хода.....	90
2.5. Ослабление влияния угловых и линейных ошибок.....	92
2.6. Критерии степени изогнутости хода.....	95
2.7. Расчет точности полигонометрического хода.....	98
УЭ-3. Угловые измерения.....	100
3.1. Теодолиты.....	100
3.2. Источники ошибок при измерении углов.....	112
3.3. Измерение углов в полигонометрии 4 класса, 1 и 2 разрядов.....	121
УЭ-4. Линейные измерения.....	126
4.1. Параллактическая полигонометрия.....	126
4.2. Измерение линий короткобазисным параллактическим методом.....	134
4.3. Светодальномерная полигонометрия.....	144
4.4. Измерение линий инварными проволоками.....	159
УЭ-5. Привязочные работы в полигонометрии.....	160
5.1. Значения и виды привязок.....	160
5.2. Передача координат с недоступного пункта.....	162
5.3. Прямая засечка.....	166
5.4. Обратная засечка.....	175
УЭ-6. Уравнительные вычисления в полигонометрии.....	189
6.1. Постановка задачи.....	189
6.2. Уравнивание полигонометрических ходов коррелятным способом.....	191
6.3. Уравнивание полигонометрического хода вытянутой формы.....	196
6.4. Общие положения уравнивания полигонометрических сетей.....	199
6.5. Автоматизация уравнительных вычислений.....	200
УЭ-Л. Лабораторные работы.....	204
Л.1. Привязка полигонометрии к пунктам опорной геодезической сети. Снесение координат с вершины знака на землю.....	204
Л.2. Привязка полигонометрии к пунктам опорной геодезической сети. Прямая многократная засечка.....	205
Л.3. Привязка полигонометрии к пунктам опорной геодезической сети. Обратная многократная засечка.....	206
Л.4. Уравнивание вытянутого полигонометрического хода.....	209
Л.5. Уравнивание полигонометрического хода произвольной формы коррелятным способом.....	211
Л.6. Уравнивание полигонометрической сети коррелятным способом.....	214
Модуль 3. Топографические съемки в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500.....	217
УЭ-1. Применение топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500.....	218

УЭ-2. Способы топографических съемок	220
2.1. Современные технологии топографической съемки	221
2.2. Топосъемка спутниковыми методами и электронным тахеометром	222
УЭ-3. Топографические планы	227
3.1. Проекция, системы координат и высот, разграфка, номенклатура топографических планов.....	227
3.2. Содержание топографических планов.....	228
3.3. Точность и детальность топографических планов.....	229
3.4. Требования к точности топографических планов	230
УЭ-4. Геодезическая основа крупномасштабных съемок	231
4.1. Плановая и высотная геодезическая основа крупномасштабных съемок.....	231
4.2. Методы сгущения высотного геодезического обоснования.....	232
4.3. Съемочное обоснование и его точность	234
УЭ-5. Стереотопографическая съемка	235
5.1. Понятие о стереотопографической съемке.....	235
5.2. Аэросъемка	236
5.3. Плановые и высотные опознаки, их проектирование и привязка	239
5.4. Комбинированная съемка.....	241
УЭ-6. Основные принципы технического проектирования	242
6.1. Основные принципы технического проектирования планово-высотного геодезического обоснования.....	242
6.2. Требования к точности планово-высотного съемочного обоснования	244
6.3. Создание планово-высотного съемочного обоснования.....	245
6.4. Проектирование геодезических сетей в CREDO_DAT	246
Модуль R. Резюме (обобщение)	249
Модуль К. Контроль.....	252
Литература.....	259

Учебное издание

ГЕОДЕЗИЯ

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС

для студентов 2 курса
специальности 1-56 02 01
«Геодезия»

В двух частях
Часть 2

Составитель
БУДО Юрий Петрович

Редактор *Т. В. Булах*

Дизайн обложки *И. С. Васильевой*

Подписано в печать 27.03.08 Формат 60x84/16 Бумага офсетная Гарнитура Таймс
Печать трафаретная Усл.-печ. л. 15,31 Уч.-изд. л. 15,0 Тираж 90 экз. Заказ 571

Издатель и полиграфическое исполнение:
Учреждение образования «Полоцкий государственный университет»
ЛИ № 02330/0133020 от 30.04.04 ЛП № 02330/0133128 от 27.05.04
211440 г. Новополоцк, ул. Блохина, 29